



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

Treball realitzat per:

Alexis Cecilio Parraga Ojeda

Dirigit per:

Climent Molins Borrel

Màster en:

Enginyeria Estructural i de la Construcció

Barcelona, 25/01/2019

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo final de máster es, examinar el comportamiento sísmico de una estructura de edificación en zona altamente sísmica, teniendo en cuenta las acciones gravitatorias y laterales. Puesto a que el análisis sísmico de una estructura es de gran relevancia debido a las fuerzas que pueden actuar en un determinado momento en la vida útil de una edificación, es importante entender el comportamiento estructural y el daño que podría sufrir una estructura que estaría soportando fuerzas sísmicas.

Para llevar a cabo dicho estudio se implementarán las normativas NEC (Normativa Ecuatoriana de la Construcción) y los Eurocódigo pertinentes (EC1, EC3 y EC8), con la finalidad de poder comparar los resultados.

Para la realización de este proyecto se procederá a recopilar información para el diseño de estructuras metálicas para las normativas anteriormente mencionadas.

ABSTRACT

The goal of this end-of-master degree project is to examine the seismic behavior of the structure in a highly seismic area, having in account the gravitational and laterals actions. Due to relevance of seismic analysis by lateral forces which acting in a structure in anytime of live a structure, is important to understand the structural behavior and damage that a structure can suffer in a seismic situation.

To do this study the Ecuadorian Construction Normative and Eurocodes will be implemented in two structures calculate with these codes, this assignment aims to compare the results obtained with the two structures before mentioned.

To carry out this project will proceed to compile information to design a steel structure to the both normative Ecuadorian Construction Normative and Eurocodes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo no podía haberse realizado sin los conocimientos adquiridos en la Universidad Politécnica de Cataluña, participando en todas las asignaturas necesarias para llevar a cabo este estudio. La realización de este trabajo fue el fruto de la guía del profesor Climent Molins Borrel, quien me ha ayudado durante este tiempo con firmeza, añadiendo observaciones valiosas que en cada momento me han servido para terminar con éxito este proyecto.

No quiero dejar de perder la oportunidad de agradecer a todos los profesores que he tenido durante mi vida académica, no sólo en esta escuela sino también desde pequeño, porque entre todos han formado la base para que hoy pueda ser lo que soy.

Gracias a mis padres y a Anita Turóczy por apoyarme en todo lo que me he propuesto y a mis amigos, quienes me han ayudado con diferentes inquietudes durante toda mi vida estudiantil.

GLOSARIO

E	Módulo elástico:
μ	Coeficiente de Poisson:
A	Coeficiente de dilatación térmica:
G	Módulo elástico transversal:
γ	Densidad:
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_d	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
T	Período fundamental de vibración de la estructura.
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Eurocódigo (EC):

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.

$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.
$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$	Valor representativo cuasi-permanente de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante y acción accidental o la acción sísmica.
A_k	Valor característico de la acción accidental.
$A_{E,k}$	Valor característico de la acción sísmica.
$\sum M_{Rc}$	Suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en la junta. Se debería usar el valor mínimo de los momentos resistentes de los pilares, dentro del rango de las fuerzas axiales de los pilares para la situación sísmica de cálculo.
$\sum M_{Rb}$	Suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la unión. Cuando se usan uniones de resistencia parcial, se tiene en cuenta los momentos resistentes de estas uniones para el cálculo.
$S_d(T_1)$	Ordenada del período de respuesta para el período T_1 .
T_1	Período fundamental de vibración del edificio para el movimiento de translación en la dirección considerada.
m	Masa total del edificio sobre la cimentación o la parte superior de un sótano rígido.
λ	Coeficiente de corrección cuyo valor es igual a $\lambda = 0,85$ para $T_1 \leq 0,85$ si $T_1 \leq 2T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas, en otro caso $\lambda = 1$.
α_{cr}	Coeficiente de amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad lateral elástica según el modo de pandeo global considerado.
F_{Ed}	Carga de cálculo que actúa sobre la estructura para dicha combinación.
F_{cr}	Carga crítica de inestabilidad elástica para dicho modo de pandeo global, bajo la configuración de combinación de acciones a considerar.
H_{Ed}	Valor de cálculo de la resultante de las acciones horizontales totales en la base del edificio, correspondiente a la combinación de acciones consideradas.
V_{Ed}	Valor de cálculo de la resultante de las acciones verticales totales en la base del edificio, para dicha combinación de acciones.
θ	Coeficiente de sensibilidad del desplome entre plantas.
P_{tot}	Carga total gravitatoria desde la planta considerada hacia arriba, para la situación sísmica de cálculo.
d_r	Valor de desplome entre plantas, evaluado como la diferencia entre el desplome lateral medio de la parte superior e inferior de la planta considerada y calculado según el apartado 4.3.3 del EC8.

h	Altura entre plantas.
d_r	Valor de cálculo de desplome entre plantas definido en el apartado 4.4.2.2 del EC8.
h	Altura de la planta.
v	Coeficiente de reducción que considera el menos período de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.
δ_{MR}	El desplazamiento en la cima de la estructura sometida a una fuerza lateral y sin arriostramientos.
δ_B	El desplazamiento en la cima de la estructura sometida a una fuerza lateral con arriostramientos.
S_{MR}	Es la rigidez de la estructura sometida a una fuerza lateral sin arriostramientos.
S_B	Es la rigidez de la estructura sometida a una fuerza lateral con arriostramientos.
$L_{m\acute{a}x}$	Mayor dimensión del edificio.
L_{min}	Menor dimensión del edificio.
m^*	Más de un sistema equivalente de un solo grado de libertad.
Γ	Coeficiente de transformación.
F^*	Fuerza de un sistema equivalente.
d^*	Desplazamiento de un sistema equivalente.
F_b	Esfuerzo cortante en la base.
d_n	Desplazamiento del nudo de control.
d_y^*	Desplazamiento elástico del sistema de un solo grado de libertad idea.
E_m^*	Energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.
T^*	período del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad.
d_{et}^*	Desplazamiento objetivo de la estructura con el período T^* .
$S_e(T^*)$	Ordenada del espectro elástico de respuesta de aceleración en el período T^* .

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC):

W_p	Peso que actúa en el voladizo.
I	Coeficiente de importancia.
$\sum M_{pc}^*$	La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.
$\sum M_{pr}^*$	La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.
ϕ_P	Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{PA}	Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y/o 3.
ϕ_{PB}	Mínimo valor ϕ_{PB} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 4.
ϕ_{Pi}	Coeficiente de configuración en planta.
ϕ_E	Coeficiente de regularidad en elevación.
ϕ_{EA}	Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1.
ϕ_{EB}	Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 1. ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 2 y/o 3.
ϕ_{Ei}	Coeficiente de configuración en elevación.
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración.
ϕ_p y ϕ_E	Coeficiente de configuración en planta y elevación.
I	Coeficiente de importancia.
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
V	Corte basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.
T_a	Período de vibración.
$f_{P-\Delta}$	Factor de mayoración.
Q_i	Índice de estabilidad del piso i .
Δ_M	Deriva máxima inelástica.
Δ_E	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.
R	Factor de reducción de resistencia, establecido en el apartado 6.3.4 de la NEC.
C_t	Coeficiente que depende del edificio.
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos.
T	Período de vibración.
V_b	Cortante basal.
α_m	Coeficiente modal de masa del modo fundamental.
M_t	Masa total del edificio.
PF_1	Factor de participación modal.
m_r	Masa del piso r .
$\phi_{r,1}$	Modo fundamental.

S_a	Aceleración espectro.
S_d	Desplazamiento espectral.

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Características del acero estructural para las normativas aplicadas.	20
Tabla 2. Características del acero del Steel Deck para las normativas aplicadas.	20
Tabla 3. Características del hormigón estructural para las normativas aplicadas.	21
Tabla 4. Características del hormigón de losa para las normativas aplicadas.	21
Tabla 5. Cargas gravitatorias de cada planta.	22
Tabla 6. Combinaciones de cargas según [5].	23
Tabla 7. Combinaciones de cargas gravitatorias y sísmicas con la nomenclatura aplicada en el programa.	23
Tabla 8. Combinaciones de cargas según el Eurocódigo.	25
Tabla 9. Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculos sismorresistente. Fuente [1], Tabla 4.1.	32
Tabla 10. Ilustración de la regularidad e irregularidad en planta y alzado. Fuente [5] Tabla 12.33	
Tabla 11. Criterios y coeficiente de irregularidad en planta. Fuente [5] Tabla 13.	33
Tabla 12. Criterios y coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente [5] Tabla 14.	34
Tabla 13. Valores máximos de derivas a considerar. Fuente [5] (Tabla 7).	38
Tabla 14. Valores del factor Z en función de la zona sísmica a estudiar. Fuente, NEC.	39
Tabla 15. Comprobación de la rigidez aportada por los elementos secundarios.	42
Tabla 16. Para metros para definir el espectro de respuesta según la NEC.	44
Tabla 17. Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para sistemas regulares en altura. Fuente [1], Tabla 6.2.	46
Tabla 18. Comprobación del criterio 4, de la regularidad en planta.	47
Tabla 19. Comprobación de la estructura a torsión.	47
Tabla 20. Resumen de la regularidad en planta según [1].	47
Tabla 21. Tabla de relación de rigideces.	48
Tabla 22. Relación de masas.	48
Tabla 23. Relación demanda/capacidad de la columna 48, del modelo según [1].	49
Tabla 24. Criterio de regularidad en alzado. Existencia de retranqueo.	50
Tabla 25. Resumen de la regularidad en alzado.	51
Tabla 26. Períodos fundamentales de la estructura.	51
Tabla 27. Cálculo del peso de la estructura.	51
Tabla 28. Cortante basal para el espectro de respuesta elástico y de diseño.	51
Tabla 29. Coeficientes de corrección para el espectro elástico y de diseño.	52
Tabla 30. Comprobación de imperfecciones globales.	54
Tabla 31. Comprobación de α_{cr} de la estructura, extraída del programa ETABS.	54
Tabla 32. Comprobación de los efectos de segundo orden P- Δ para cada piso en dirección X y Y.	55
Tabla 33. Comprobación de derivas en dirección X.	56
Tabla 34. Comprobación de derivas en dirección Y.	56
Tabla 35. Para metros para definir el espectro de respuesta según la NEC.	62
Tabla 36. Valor R de reducción de espectro sísmico. Fuente [5] Tabla 15.	63
Tabla 37. Comprobación de torsión en planta.	64
Tabla 38. Comprobación de irregularidad en elevación, rigideces.	64
Tabla 39. Comprobación de regularidad en elevación, distribución de masa.	65
Tabla 40. Comprobación de regularidad en elevación, irregularidad geométrica.	66
Tabla 41. Tipo de estructura. Fuente [5] apartado 6.3.3 método 1.	67

Tabla 42. Calculo del período fundamenta y el período con el 30% superior, según la formula (26).....	67
Tabla 43. Períodos fundamentales de la estructura.	67
Tabla 44. Calculo del peso de la estructura.	67
Tabla 45. Cortante basal para el espectro de respuesta elástico y de diseño.	67
Tabla 46. Coeficientes de corrección para el espectro elástico y de diseño.	68
Tabla 48. Comprobación de los efectos de segundo orden P-Δ.	70
Tabla 49. Comprobación de derivas máximas para X e Y.	71
Tabla 50. Peso de los elementos para el dimensionamiento para las dos normativas aplicadas.	74

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de columnas, paredes, escaleras y ascensor en piso normal.....	18
Figura 2. Distribución de columnas, paredes, escaleras y ascensor piso dúplex.	18
Figura 3. Distribución de paredes, paredes, escaleras y ascensor en piso 2 aparcamiento.	19
Figura 4. Distribución de paredes, paredes, escaleras y ascensor en piso 1 aparcamiento.	19
Figura 5. Sets de cargas establecidas.	22
Figura 6. Espectro elástico de diseño en aceleraciones. Fuente NEC.	27
Figura 7. Método de análisis modal espectral. Fuente XFMA, blog profesional de Francisco Martínez Alonso.	29
Figura 8. Modos de vibración de una estructura. Fuente. XFMA, blog profesional de Francisco Martínez Alonso.	29
Figura 9. Elementos primarios y secundarios. Fuente, Design of Steel for Buildings in Seismic Areas Eurocode 8. (Ernst and Sohn 2017).	30
Figura 10. Esquema de pórticos resistentes a momentos y cargas gravitatorias. Fuente, NEC.	31
Figura 11. Mapa sísmico de Ecuador. Fuentes, NEC.	39
Figura 12. Modelo realizado con ETABS.	40
Figura 13. Casos de cargas.	40
Figura 14. Definición del Máss Source.	41
Figura 15. Combinaciones de cargas.	41
Figura 16. Elementos primarios y secundarios.	42
Figura 17. Preferencias establecidas a las losas para el diseño de las vigas compuesta.	43
Figura 18. Características de la losa Steel Deck.	44
Figura 19. Espectro de respuesta para $q=1$ y $q=3,84$	45
Figura 20. Espectro de respuesta definido en el programa ETABS.	45
Figura 21. Columna 48, relación demanda/capacidad.	50
Figura 22. Criterios de regularidad en edificios con retranqueos. Fuente, EC8 figura 4.1.	50
Figura 23. Resultados de la comprobación demanda/capacidad de los Steel-Frame.	52
Figura 24. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.	53
Figura 25. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las columnas compuestas.	53
Figura 26. Comprobación demanda/capacidad vigas, vigas compuestas, columnas y columnas compuestas.	54
Figura 27. Comprobación de la demanda/capacidad de la estructura, con el efecto de segundo orden P- Δ	55
Figura 28. Planta de viviendas, columnas (lila) y arriostramientos (verde).	57
Figura 29. Planta de aparcamiento piso dos, columnas (lila) y arriostramientos (verde).	57
Figura 30. Modelo realizado con ETABS.	58
Figura 31. Casos de cargas (NEC).	59
Figura 32. Definición del Máss Source.	59
Figura 33. Combinaciones de cargas.	60
Figura 34. Elementos primarios y secundarios.	60
Figura 35. Preferencias establecidas a las losas para el diseño de las vigas compuesta.	61
Figura 36. Características de la losa Steel Deck.	61
Figura 37. Espectro de respuesta para $R=1$ y $R=8$	62
Figura 38. Espectro de respuesta definido en el programa ETABS.	63
Figura 39. Resultados de la comprobación demanda/capacidad de los Steel-Frame.	68
Figura 41. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.	69
Figura 42. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las columnas compuestas.	69

Figura 43. Comprobación demanda/capacidad vigas, vigas compuestas, columnas y columnas compuestas.	70
Figura 44. Comprobación demanda/capacidad de la estructura con efectos de segundo orden (P- Δ).	71
Figura 45. Planta de viviendas, columnas (lila) y arriostramientos (verde).	72
Figura 46. Planta de aparcamiento piso dos, columnas (lila) y arriostramientos (verde).	73
Figura 47. Curva de rótula elástico-plástica. Fuente [8].	84
Figura 48. Criterios de desempeño de una rótula plástica. Fuente FEMA 356.	84
Figura 49. Curva de capacidad.	85
Figura 50. Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta. Fuente, Eurocódigo 8, Anexos B.	86
Figura 51. Desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad. Fuente, Eurocódigo 8, Anexo B.	87
Figura 52. Curva espectral aceleración/desplazamiento. Fuente [7], capítulo 8.	88
Figura 53. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en X.	89
Figura 54. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	89
Figura 55. Formación de rótulas, para el análisis Pushover en Y.	90
Figura 56. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	90
Figura 57. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en X.	91
Figura 58. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	92
Figura 59. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en Y.	92
Figura 60. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	93
Figura 61. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido X.	94
Figura 62. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	94
Figura 63. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.	95
Figura 64. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	95
Figura 65. Análisis Pushover de un pórtico con arriostramientos en sentido Y.	96
Figura 66. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	96
Figura 67. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido X.	97
Figura 68. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	97
Figura 69. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.	98
Figura 70. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	98
Figura 71. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.	99
Figura 72. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).	99

LISTADO DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN	17
1.1	Motivación	17
1.2	Objetivos	17
1.2.1	Objetivo del trabajo	17
1.2.2	Objetivos específicos	17
2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	18
3.	BASES DE CÁLCULO	20
3.1	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	20
3.1.1	Acero estructural	20
3.1.2	Acero Steel Deck.....	20
3.1.3	Hormigón estructural	21
3.1.4	Hormigón losa	21
3.2	COMBINACIONES DE CARGAS	22
3.2.1	Cargas gravitatorias	22
3.2.2	Cargas de viento	23
3.2.3	Cargas sísmicas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)	23
3.2.4	Cargas sísmicas según el Eurocódigo (EC).....	23
3.2.5	Combinación de cargas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 23	
3.2.6	Combinaciones de cargas según Eurocódigo (EC).....	24
3.3	ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL CON EXCITACIÓN SÍSMICA.....	26
3.3.1	Análisis dinámico estructural.....	26
3.4	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	28
3.5	ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS.....	30
3.5.1	Criterios a seguir para elementos primarios y secundarios en el Eurocódigo (EC8) 30	
3.5.2	Criterios a seguir para elementos primarios y secundarios en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)	31
3.6	CRITERIOS DE REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	32
3.6.1	Criterio de regularidad estructural según EC8.....	32
3.6.2	Criterios de regularidad estructural según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).....	32
3.7	CORTANTE BASAL	35
3.7.1	Esfuerzo cortante en la base según el Eurocódigo (EC8)	35
3.7.2	Esfuerzo cortante en la base según la NEC.	35
3.8	CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	36

3.8.1	Efectos de segundo orden según Eurocódigo (EC8).....	36
3.8.2	Efectos de segundo orden según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 37	
3.9	LIMITE DE DESPLOME ENTRE PLANTAS O DERIVAS	37
3.9.1	Derivas según Eurocódigo 8 (EC8)	38
3.9.2	Derivas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)	38
4.	DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN NEC Y EUROCÓDIGO	39
4.1	Diseño según Eurocódigo (EC).....	39
4.1.1	Definición de los casos de cargas.....	40
4.1.2	Definición de masa gravitatorias <i>Máss Source</i>	40
4.1.3	Definición de la combinación de acciones.	41
4.1.4	Definición de elementos primarios y secundarios	41
4.1.5	Definición de las preferencias para las vigas compuestas.	43
4.1.6	Características de la losa Deck.....	44
4.1.7	Espectro elástico y de diseño.....	44
4.1.8	Calculo del cortante basal y coeficiente de corrección	51
4.1.9	Comprobación demanda/capacidad de las vigas y columnas de acero	52
4.1.10	Comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.....	52
4.1.11	Comprobación demanda/capacidad de columnas compuestas	53
4.1.12	Imperfecciones globales	54
4.1.13	Comprobación de los efectos de segundo orden según el Eurocódigo 8.....	55
4.1.14	Comprobación de derivas.....	56
4.2	Diseño según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).....	58
4.2.1	Definición de los casos de cargas.....	58
4.2.2	Definición de masa gravitatorias <i>Máss Source</i>	59
4.2.3	Definición de la combinación de acciones.	59
4.2.4	Definición de elementos primarios y secundarios	60
4.2.5	Definición de las preferencias para las vigas compuestas.	60
4.2.6	Características de la losa Deck.....	61
4.2.7	Espectro elástico y de diseño.....	62
4.2.8	Regularidad en alzado y planta.....	63
4.2.9	Calculo del cortante basal y coeficiente de corrección	66
	Comprobación demanda/capacidad de las vigas y columnas de acero.....	68
4.2.10	Comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.....	68
4.2.11	Comprobación demanda/capacidad de columnas compuestas	69
4.2.12	Efectos de segundo orden	70

4.2.13	Comprobación de derivas	71
5.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	74
6.	CONCLUSIONES	76
7.	Bibliografía	77
8.	ANEXO.....	78
8.1	Vistas del edificio a proyectar.....	78
8.2	Pushover.....	83
8.2.1	Análisis estático no lineal (Pushover)	83

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Debido a la alta actividad sísmica que existe en diferentes partes del mundo y los daños tanto materiales como humanos, que podría ocasionar el mal estudio o diseño de una estructura emplazada en estos lugares. Por consiguiente, podría causar una gran pérdida económica para cualquier país que se vea sometido a un sismo de gran intensidad, que ocasione pérdidas de vidas humanas como daños materiales en estructuras importantes como, por ejemplo, hospitales, puentes etc. Las normativas sísmicas alrededor del mundo tienen como objetivo que las estructuras diseñadas sísmicamente sean capaces de resistir sismos sin sufrir daños importantes o que no lleguen al colapso.

Por lo anteriormente explicado, el propósito de este trabajo es concretar una normativa de un país donde la actividad sísmica es alta (Ecuador) y comparar esta normativa con una de las más utilizadas en algunas partes del mundo (Eurocódigo), y poder percibir cuales serían los puntos fuertes o débiles de cada normativa.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo del trabajo

El presente proyecto tiene como objetivo el diseño y análisis de un edificio de acero en una zona de alto riesgo sísmico con dos normativas diferentes, la primera es la normativa del país de ejecución del proyecto y la segunda normativa sería el Eurocódigo. La finalidad de ejecutar un mismo proyecto con dos normativas diferentes es poder entender tanto la parte sismorresistentes que tienen en cuenta para la realización de un proyecto como la filosofía de diseño que comparten.

1.2.2 Objetivos específicos

- Conocer la normativa de donde se ejecutará el proyecto y compararla con el Eurocódigo.
- Dimensionamiento de la estructura para la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y Eurocódigo.
- Tener en cuenta las especificaciones de diseño que rigen a las normativas anteriormente mencionadas.
- Comparación de resultados con las normativas empleadas en este proyecto.
- Como objetivo complementario, se procederá a hacer un análisis no lineal (Pushover).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El proyecto se trata de una estructura de edificación de diecisiete plantas para uso de vivienda, una planta de uso común y dos plantas de parqueadero, dando un total de veinte plantas. Dicha estructura se encuentra ubicada en Ecuador en una zona sísmica de $Z=0,4$.

Las plantas de uso familiar se encuentran a partir del cuarto piso y se pueden diferenciar en dos: la primera planta un piso normal y un piso dúplex. La tercera planta de uso común está compuesta de una parte de uso comercial, gimnasio, salón social, comedor, salón de juegos, y una pequeña parte de vivienda. Las dos primeras plantas se utilizarán como aparcamiento. Las plantas de parqueaderos se pueden ver en las. Las alturas de las plantas se encuentran diferenciadas en plantas para uso familiar, su altura es de 3,6m, la primera y la tercera planta son de 4,6m y la segunda planta tiene una altura de 3,2m. Las imágenes de las distribuciones de las plantas y las alturas de las mismas se pueden ver en el Anexo de vistas del edificio a proyectar.

A continuación, se puede ver en las Figuras 1, 2, 3, y 4 las distribuciones de las columnas que debería de tener el modelo estructural.

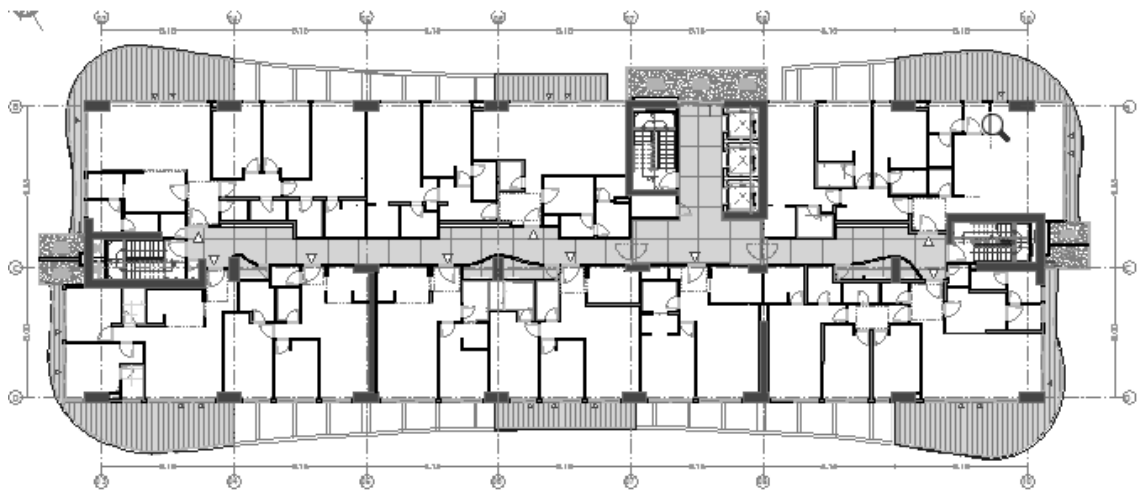


Figura 1. Distribución de columnas, paredes, escaleras y ascensor en piso normal.

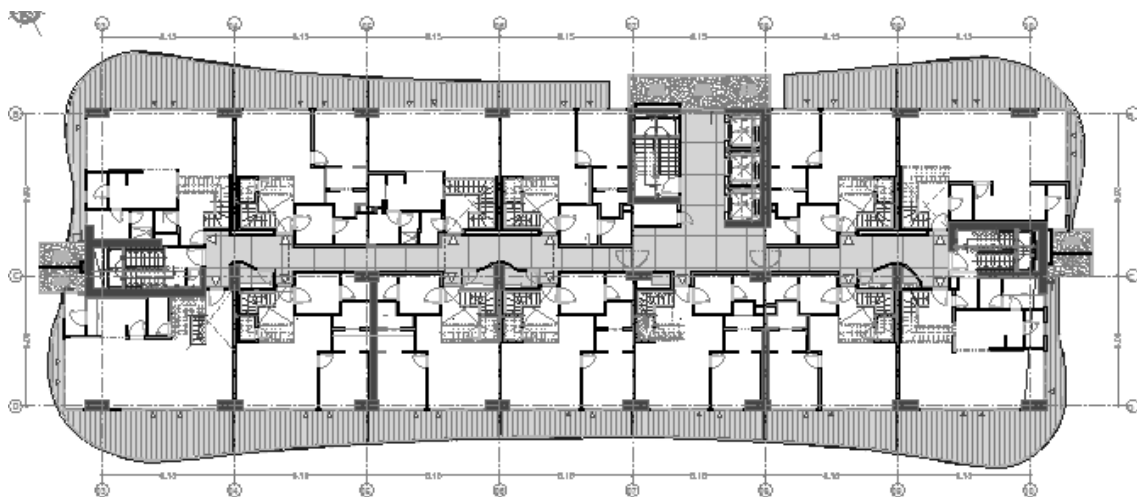


Figura 2. Distribución de columnas, paredes, escaleras y ascensor piso dúplex.

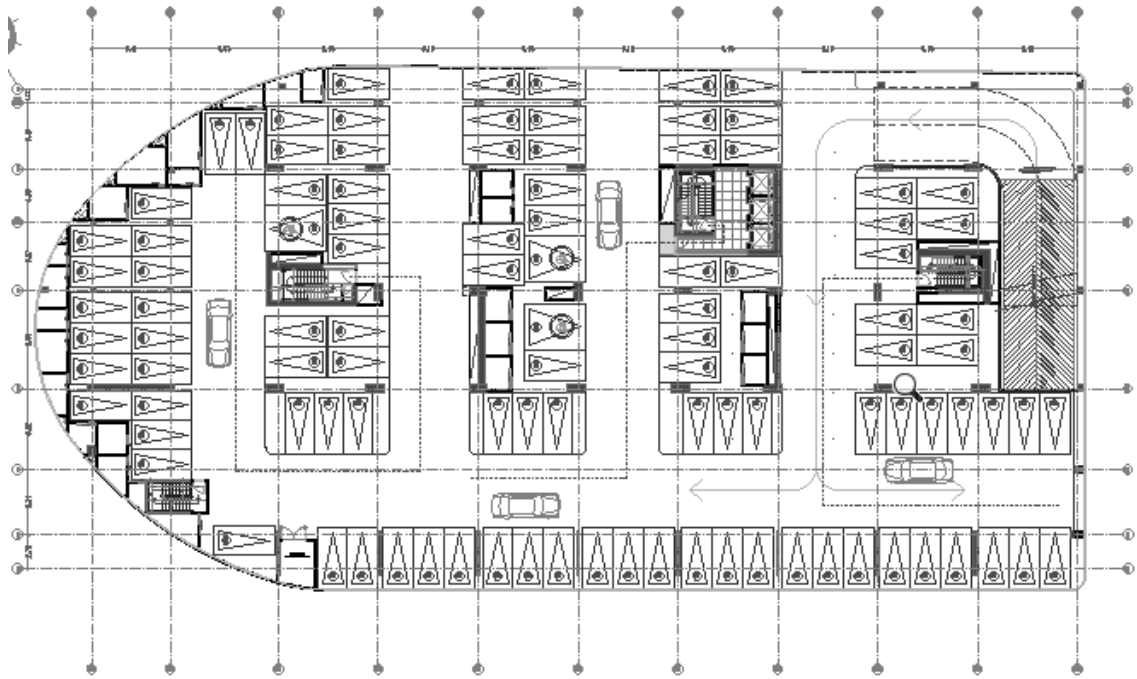


Figura 3. Distribución de paredes, paredes, escaleras y ascensor en piso 2 aparcamiento.

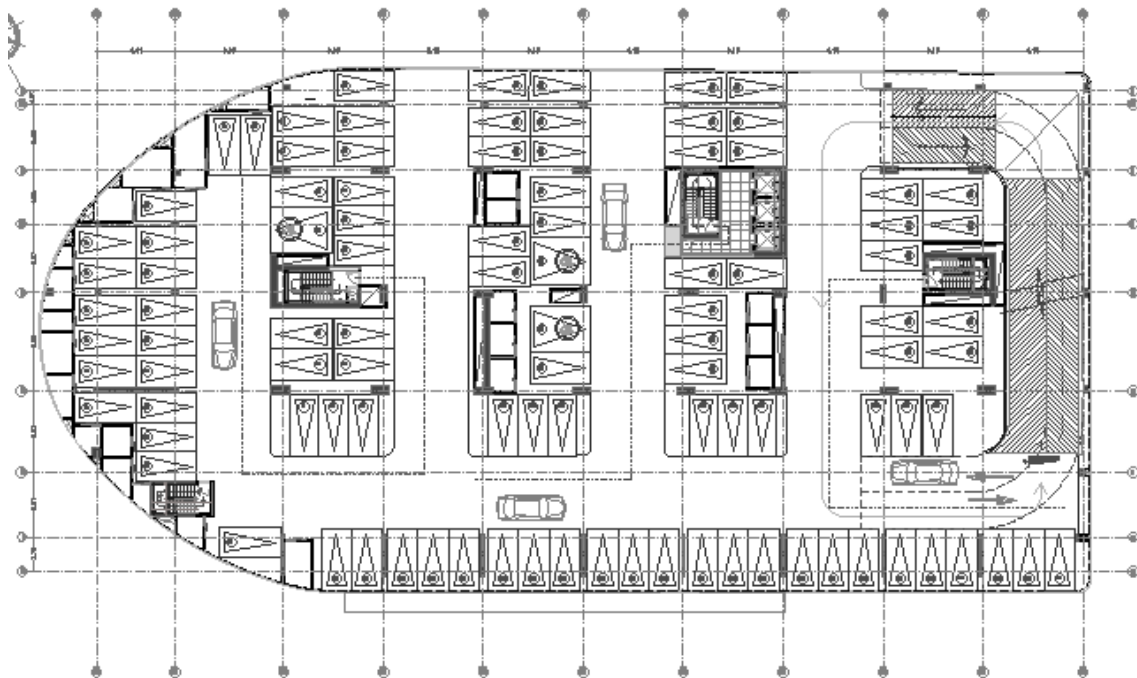


Figura 4. Distribución de paredes, paredes, escaleras y ascensor en piso 1 aparcamiento.

3. BASES DE CÁLCULO

3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.1.1 Acero estructural

Los perfiles que se han utilizado para el cálculo, las vigas, viguetas y columnas están diseñados con un material ASTM A572 de grado 50, para la NEC y un acero S355JR para el modelo con el Eurocódigo. Estos materiales tienen las siguientes características:

Tabla 1. Características del acero estructural para las normativas aplicadas.

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)		Eurocódigo (EC)	
$F_y (N/mm^2)$	344,7	$F_y (N/mm^2)$	355
$F_u (N/mm^2)$	448,16	$F_u (N/mm^2)$	510
$E (N/mm^2)$	199947	$E (N/mm^2)$	210000
μ	0,3	μ	0,3
$A (1/C)$	0,0000065	$A (1/C)$	0,000017
$G (N/mm^2)$	76903	$G (N/mm^2)$	80769
$\gamma (kg/m^3)$	76849	$\gamma (kg/m^3)$	7849

Módulo elástico: E

Coeficiente de Poisson: μ

Coeficiente de dilatación térmica: A

Módulo elástico transversal: G

Densidad: γ

3.1.2 Acero Steel Deck

Para la losa colaborante se utiliza un Steel Deck ASTM A36 de grado 50 para los dos casos, tanto para la NEC como para el Eurocódigo.

Tabla 2. Características del acero del Steel Deck para las normativas aplicadas.

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)		Eurocódigo (EC)	
$F_y (N/mm^2)$	248,2	$F_y (N/mm^2)$	248,2
$F_u (N/mm^2)$	399,9	$F_u (N/mm^2)$	399,9
$E (N/mm^2)$	199947	$E (N/mm^2)$	199947
μ	0,3	μ	0,3
$A (1/C)$	0,0000117	$A (1/C)$	0,0000117
$G (N/mm^2)$	76903	$G (N/mm^2)$	76903
$\gamma (kg/m^3)$	76849	$\gamma (kg/m^3)$	76849

Módulo elástico: E

Coeficiente de Poisson: μ

Coeficiente de dilatación térmica: A

Módulo elástico transversal: G

Densidad: γ

3.1.3 Hormigón estructural

En el concreto estructural se especifica una resistencia de compresión a los 28 días f'_c , tanto en la NEC como en el EC, y el módulo de elasticidad, “E”, el cual fue calculado con $E = 15000 \sqrt{f'_c}$. Las características se pueden ver en la Tabla 3.

Tabla 3. Características del hormigón estructural para las normativas aplicadas.

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)		Eurocódigo (EC)	
$E (N/mm^2)$	30347	$E (N/mm^2)$	35000
μ	0,2	μ	0,2
$A (1/C)$	0,0000099	$A (1/C)$	0,00001
$G (N/mm^2)$	12644	$G (N/mm^2)$	14583
$\gamma (kg/m^3)$	2402	$\gamma (kg/m^3)$	2549
$f'_c (N/mm^2)$	41,19	$f'_c (N/mm^2)$	40

Coeficiente de Poisson: μ

Coeficiente de dilatación térmica: A

Módulo elástico transversal: G

Densidad: γ

3.1.4 Hormigón losa

En el concreto del hormigón losa se especifica una resistencia de compresión a los 28 días f'_c , tanto en la NEC como en el EC, y el módulo de elasticidad, “E”, el cual fue calculado con $E = 15000 \sqrt{f'_c}$. Las características se pueden ver en la Tabla 4.

Tabla 4. Características del hormigón de losa para las normativas aplicadas.

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)		Eurocódigo (EC)	
$E (kN/m^2)$	21458	$E (kN/m^2)$	30000
μ	0,2	μ	0,2
$A (1/C)$	0,0000099	$A (1/C)$	0,00001
$G (kN/m^2)$	8941	$G (kN/m^2)$	12500
$\gamma (kN/m^3)$	2402	$\gamma (kN/m^3)$	2549
$f'_c (N/mm^2)$	20,59	$f'_c (N/mm^2)$	20

Coeficiente de Poisson: μ

Coeficiente de dilatación térmica: A

Módulo elástico transversal: G

Densidad: γ

3.2 COMBINACIONES DE CARGAS

Antes de establecer las combinaciones de cargas, se estabilizará cuáles son las cargas que actúan, en cada planta, tanto para la NEC como para el EC.

3.2.1 Cargas gravitatorias

En la definición de cargas se han creado 6 grupos, los cuales dependen del uso que se da a cada planta. Los grupos se dividen en: cargas de cubierta, cargas de departamentos, cargas de escaleras, cargas de parqueaderos, cargas de piso 3 y cargas de rampas.

Cada planta tiene una carga viva (CV) y una sobre carga permanente (SCP), cuyos valores se encuentran establecidos en la NEC, lo que se puede ver en la Tabla 5. Para definir estos valores se ha utilizado la opción de *Shell Uniform Load Sets* del programa ETABS, la cual permite definir las cargas en cada planta directamente. Los pasos a seguir fueron: *Define-Shell Uniform Load Sets* y los sets deseados, se puede ver en la Figura 5. Estas cargas se utilizarán tanto para el estudio con la NEC como con el EC.

Tabla 5. Cargas gravitatorias de cada planta.

Cargas gravitatorias del proyecto		
Categoría de Uso	Sobrecarga Permanente (kN/m ²)	Carga Viva (kN/m ²)
Cubierta	1,961	0,098
Departamentos	1,275	1,961
Escaleras	-	4,707
Piso 3	1,275	4,707
Parqueaderos	0,588	1,961
Rampas	0,588	1,961

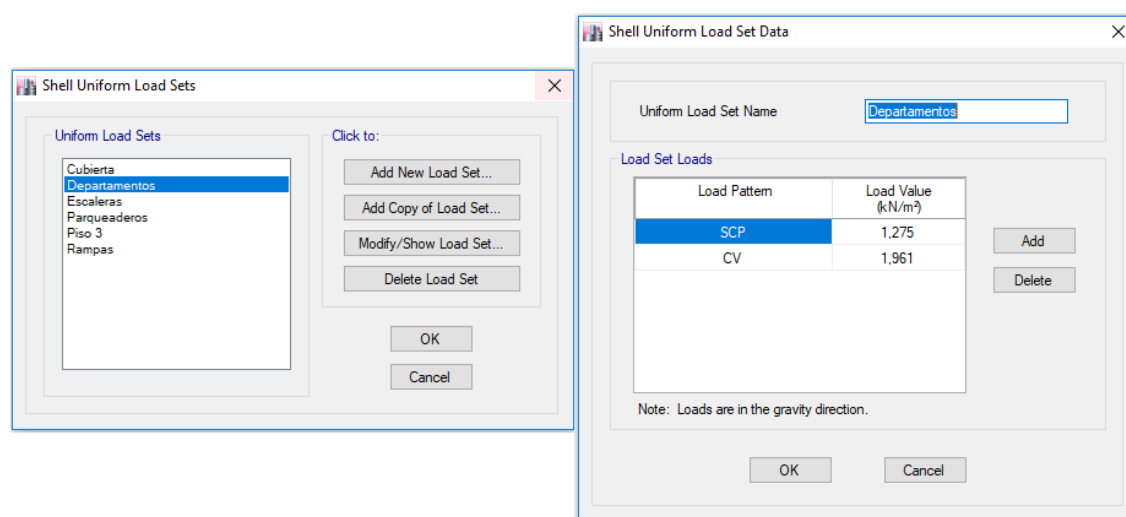


Figura 5. Sets de cargas establecidas.

3.2.2 Cargas de viento

Puesto que este estudio está planeado a examinar el comportamiento de un edificio solo con cargas sísmicas no se han tenido en cuenta las cargas de viento.

3.2.3 Cargas sísmicas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

En la [5] establece que el sismo actuaría de manera no concurrente, esto quiere decir que el sismo solo actuaría en X o en Y, y no a la vez en los dos sentidos, lo que está señalado en el apartado 3.5 de la [5].

Para el sismo actuante en la dirección vertical (Z), la [5] establece que si tenemos voladizos debemos aplicar la fórmula establecida en el apartado 3.4.4 de la misma normativa.

3.2.4 Cargas sísmicas según el Eurocódigo (EC)

El EC establece que el sismo actuaría de forma concurrente, es decir, actúan en los ejes X e Y simultáneamente con un porcentaje del 100% en un sentido, y el 30% en el sentido perpendicular. Esto se puede ver en el apartado 4.3.3.5.1 del [1].

Con respecto al sismo vertical el [1] en el apartado 4.3.3.5.2 propone que es aplicable en voladizos que miden más de 5m de longitud lo que en este caso no procede.

3.2.5 Combinación de cargas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

Para las combinaciones de cargas se ha utilizado el apartado 3.4.3 del [6], el cual da unas combinaciones mínimas de cargas que tienen en cuenta, las cargas permanentes (D), cargas de sismo (E), sobrecarga (L), sobrecarga de cubierta (Lr), carga de granizo (S) y carga de viento (W). Dichas combinaciones se pueden ver en la siguiente Tabla:

Tabla 6. Combinaciones de cargas según [5].

Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)
1,4 D
1,2 D + 1,6 L + 0,5 máx [Lr;S;R]
1,2 D + 1,6 máx [Lr;S;R] + máx [L;0,5W]
1,2 D + 1 W + L + 0,5 máx [Lr;S;R]
1,2 D + 1 E + L + 0,2 S
0,9 D + 1 W
0,9 D + 1 E

Para tener una facilidad al momento de ver las cargas que están actuando, se cambió la nomenclatura de la siguiente manera: Carga muerta (CM), Carga sobre permanente (SCP), Carga viva (CV), Sismo en X (SX) y Sismo en Y (SY).

Tabla 7. Combinaciones de cargas gravitatorias y sísmicas con la nomenclatura aplicada en el programa.

Combinación de cargas según la NEC
0,9CM+0,9SCP
0,9CM+0,9SCP+SX
0,9CM+0,9SCP+SY
1,2CM+1,2SCP+1,6CV
1,2CM+1,2SCP+CV
1,2CM+1,2SCP+CV+1SX
1,2CM+1,2SCP+CV+1SY
1,4CM+1,4SCP
1CM+1SCP

3.2.6 Combinaciones de cargas según Eurocódigo (EC)

Para este apartado se utilizó el Eurocódigo EN 1990:2002 [3], en el cual se tienen en cuenta los valores recomendados de los coeficientes ψ para edificios de la Tabla A.1.1, del apartado A.1.2.2 de la normativa anteriormente mencionada. Las combinaciones aplicadas son las de Estados Límites últimos (apartado A.1.3) y Estados Límites de Servicio (apartado A.1.4), estas fórmulas se pueden ver a continuación:

Estados Límite Último:

Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Situaciones de acciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Estado Límite de Servicio:

Combinación poco probable:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinación cuasi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes.
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$ Valor representativo cuasi-permanente de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante y acción accidental o la acción sísmica.

A_k Valor característico de la acción accidental.

$A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Para el cálculo de las combinaciones sísmicas, hay que tener en cuenta el coeficiente de combinación para las acciones variables ϕ dados en el apartado 4.2.4 (Tabla 4.2) del Eurocódigo 8, que involucra la ecuación siguiente:

$$\Psi_{Ei} = \phi \Psi_{2i} \quad (1)$$

Para el valor de Ψ_{2i} (lo que podemos encontrar en la Tabla A.1.1 del EN 1990:2002) que depende de la categoría del edificio, de su uso específico entre otras consideraciones.

Utilizando lo anteriormente explicando y teniendo en cuenta si, una combinación es favorable o desfavorable se calculan los Estados Límite Último (apartado A.1.3 del EN 1990:2002) y los casos de Estados Límite de Servicio apartado (apartado A.1.4 del EN 1990:2002).

Se ha cambiado la nomenclatura de las cargas para tener un mejor entendimiento de las mismas y para que sea más fácil de entender para un lector externo, dando así para cargas muertas una simbología (CM), sobrecargas permanentes (SCP) y para cargas vivas (CV) las cuales se dividen en cargas vivas de cubierta, departamentos, comercial, parqueaderos y escaleras.

Tabla 8. Combinaciones de cargas según el Eurocódigo.

Estados Límite Último
1,35(SCP+CM) +CV (1,05 Departamentos+ 1,05 Cubierta+ 1,05Comercial+1,05parqueaderos+0,3Escalera)
1(CM+SCP)
1,35(SCP+CM) +CV (0,45 Departamentos+ 0,45 Cubierta+ 0,9Comercial+0,9parqueaderos+0,3Escalera) +1SX+0,3SY
1,35(SCP+CM) +CV (0,45 Departamentos+ 0,45 Cubierta+ 0,9Comercial+0,9parqueaderos+0,3Escalera) +1SY+0,3SX
1(SCP+CM) +1SX+0,3SY
1(SCP+CM) +1SY+0,3SX
Estado Límite de Servicio
1(CM+SCP)
1(SCP+CM) +CV (0,3Departamentos+ 0,3 Cubierta + 0,6Comercial+0,6Parqueaderos+0,3Escalera)
1(SCP+CM) +CV (0,5Departamentos+ 0,5 Cubierta + 0,7Comercial+0,7Parqueaderos+0,3Escalera)
1(SCP+CM) +CV (1Departamentos+ 1 Cubierta + 1Comercial+1parqueaderos+0,3Escalera)

3.3 ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL CON EXCITACIÓN SÍSMICA

3.3.1 Análisis dinámico estructural

3.3.1.1 Espectro de diseño elástico en aceleraciones.

Para el presente proyecto se tomará un espectro de diseño de la zona sísmica donde la estructura será establecida, el cual se obtendrá de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Debido a la incertidumbre de los sismos, las estructuras no se pueden calcular para un sismo en concreto en una zona en específico, ya que el terremoto que podría suceder en ese lugar no tendría las características similares a las estimadas al momento de diseñar la estructura. En este tipo de espectro se toma en cuenta el efecto de varios sismos, las normativas suavizan las curvas espectrales de los diferentes terremotos para evitar las variaciones bruscas y realizar un espectro de diseño más fácil de representar.

Como una visión general, se puede decir que el espectro de diseño tiene en cuenta los siguientes factores: la aceleración de la gravedad (S_a), el tipo de suelo, un factor de zona sísmica (Z) y los valores de los coeficientes de ampliación del suelo F_a , F_d , F_s . Este espectro tiene una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% y se obtiene con las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (3)$$

$r=1$ Para todos los suelos, excepto el suelo tipo E.

$r=1,5$ Para tipo de suelo E.

Para el valor de η con una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años) obtenido a partir de aceleraciones espectrales dadas por las curvas de peligro, normalizados para la aceleración máxima del terreno Z . los valores de η varían según la región de Ecuador tomando los siguientes valores:

$\eta=1,80$ Provincias de la costa (excepto Esmeraldas).

$\eta=2,48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas Y Galápagos.

$\eta=2,60$ Provincias del Oriente.

Los valores límite para el período de vibración T_c .

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (4)$$

Donde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de período de vibración menores a T_0 :

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_c \quad (5)$$

$$T_0 = 0,10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (6)$$

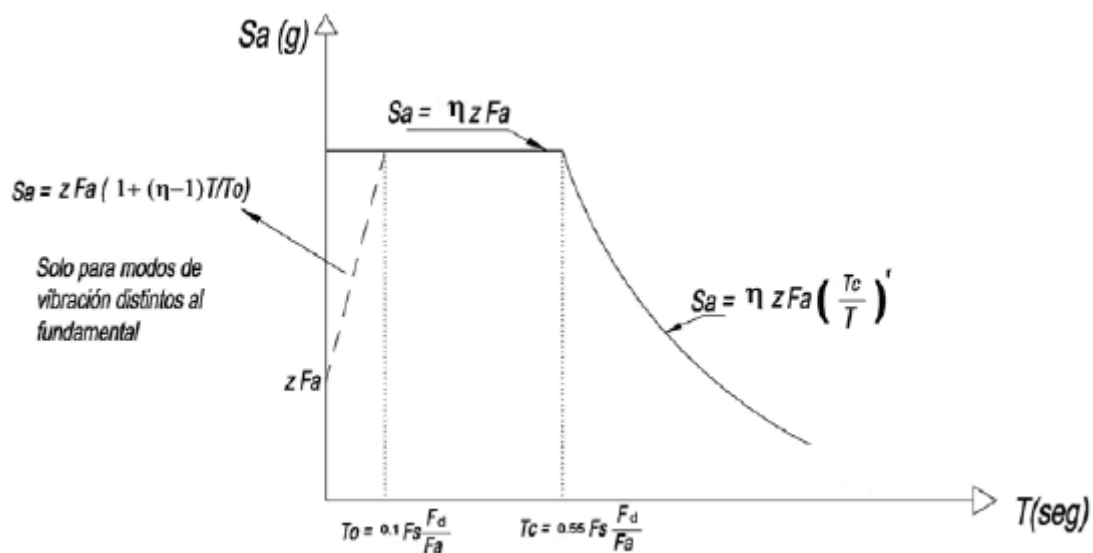


Figura 6. Espectro elástico de diseño en aceleraciones. Fuente NEC.

3.3.1.2 Componente vertical de sismo.

3.3.1.2.1 Componente vertical de sismo según Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

En este caso según [5] apartado 3.4.4, cuando existan elementos que excedan los límites de las plantas de los pisos, como voladizos se debe de tener en cuenta los efectos del componente vertical del sismo. Para el valor de esta componente se utiliza la siguiente fórmula:

$$F_{rev} = \frac{2}{3} I (\eta Z F_a) W_p \quad (7)$$

Donde:

W_p Peso que actúa en el voladizo.

I Coeficiente de importancia.

Este valor se aplica de forma vertical ascendente en todos los voladizos.

3.3.1.2.2 Componente vertical de sismo según Eurocódigo 8 (EC8)

Según en el apartado 4.3.3.5.2 en el [1] el componente vertical de la acción sísmica, establece que si hay un elemento horizontal o casi horizontal mayor de 5m se tendrá en cuenta la componente vertical de la acción sísmica. En el caso de este proyecto no se cumple ningún requerimiento del apartado anterior mencionado ya que el voladizo de esta estructura tiene una máxima longitud de 3m.

3.4 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral es un método para poder estimar los desplazamientos y fuerzas en un sistema estructural, transmitiendo la vibración del suelo a la estructura en su totalidad a través de los elementos de la estructura, lo que da como resultado que las principales masas se desplazan respecto al suelo.

Para un cálculo aproximado se podría estimar una estructura como varios péndulos invertidos (Figura 7) que está sujeto a una vibración en la base, los cuales representan cada uno un modo de vibración de la estructura. Los diferentes péndulos invertidos se irán amortiguando hasta volver a su posición inicial.

Cada estructura posee una frecuencia natural propia, que está relacionada directamente por su rigidez y por su altura. Esta frecuencia natural combinada con el amortiguamiento de la estructura causa que la aceleración de base y los desplazamientos que experimenta la estructura depende de la frecuencia y la amortiguación.

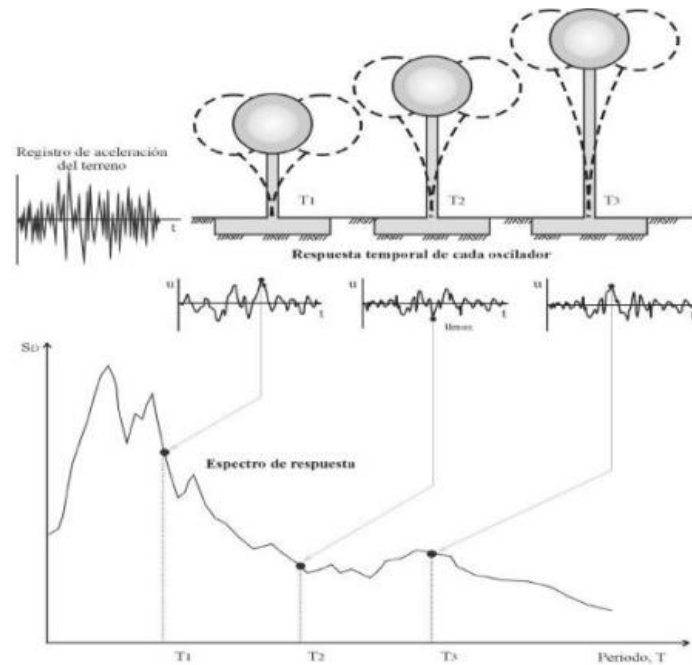


Figura 7. Método de análisis modal espectral. Fuente XFMA, blog profesional de Francisco Martínez Alonso.

Debido a la dificultad que puede resultar al resolver ecuaciones matemáticas totalmente complejas para poder cuantificar las fuerzas sísmicas se hace simplificaciones. Además, dado que la aceleración base del terreno puede variar en cada instante lo que conllevaría a variar la respuesta de la estructura. Dada la complejidad del proceso las normativas utilizan la idea del espectro normalizado de respuesta, lo que facilita el cálculo y da unos valores muy cercanos a la realidad.

Por lo general se estudia los tres modos de vibración fundamentales de una estructura, los cuales tienen un alto porcentaje de participación de masa, ya que se considera que son los que más afectan a la estructura.

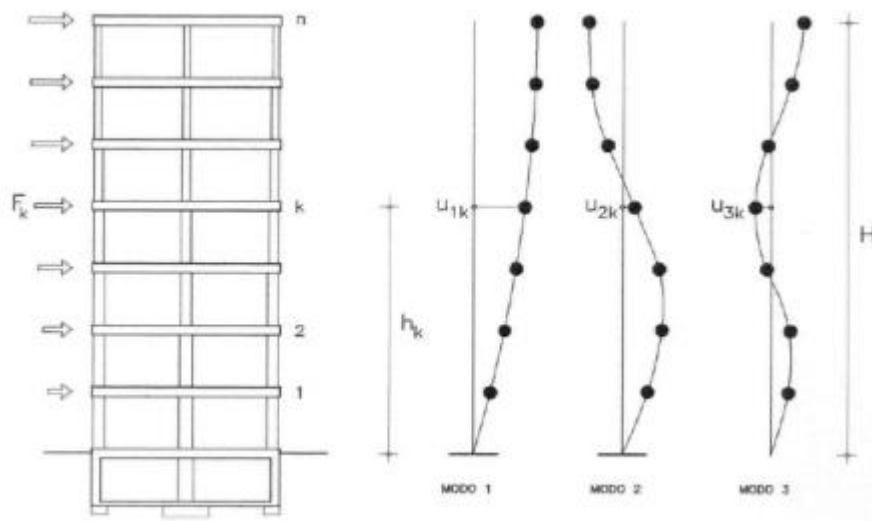


Figura 8. Modos de vibración de una estructura. Fuente. XFMA, blog profesional de Francisco Martínez Alonso.

3.5 ELEMENTOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS

La diferencia entre un elemento primario y secundario, es que el primero contribuye al sistema que resistirá la acción sísmica, mientras que el segundo resiste solo a cargas gravitatorias.

Se tiene que tener en cuenta este criterio ya que los elementos primarios además de resistir cargas laterales tienen que ser capaz de desarrollar gran ductilidad como por ejemplo los perfiles clase 1 y 2 en la normativa europea o perfiles compactos en la NEC.

3.5.1 Criterios a seguir para elementos primarios y secundarios en el Eurocódigo (EC8)

En apartado 4.2.2 del [1], señala que hay que tener en cuenta:

- Para los elementos secundarios, se tiene que tener en cuenta los efectos de segundo orden (efectos P-Δ).
- En el caso de este proyecto el capítulo 6 da reglas complementarias para elementos primarios y secundarios.
- Los elementos primarios se tienen que tener en cuenta que serán los que soportan las fuerzas sísmicas y debe de calcularse según el apartado 4.3.1 del [1].
- La contribución de la rigidez de los elementos secundarios a toda la estructura no debe de superar el 15% de la de todos los elementos sísmicos primarios.
- La designación de elementos secundarios no se debe de aplicar para pasar de tener una estructura irregular a regular.

Según el apartado 4.4.2.3 (4), se debe de cumplir la siguiente ecuación en todas las uniones tanto con vigas primarias como secundarias con pilares primarios.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (9)$$

Donde:

$\sum M_{Rc}$ Suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de los pilares que confluyen en la junta. Se debería usar el valor mínimo de los momentos resistentes de los pilares, dentro del rango de las fuerzas axiales de los pilares para la situación sísmica de cálculo.

$\sum M_{Rb}$ Suma de los valores de cálculo de los momentos resistentes de las vigas que confluyen en la unión. Cuando se usan uniones de resistencia parcial, se tiene en cuenta los momentos resistentes de estas uniones para el cálculo.

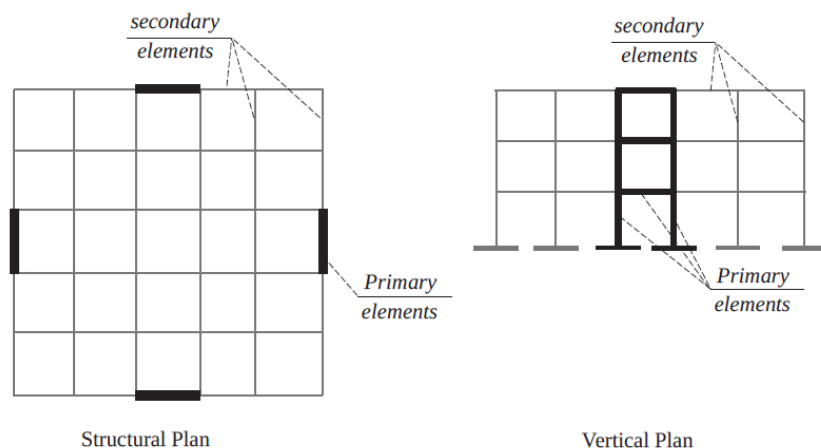


Figura 9. Elementos primarios y secundarios. Fuente, Design of Steel for Buildings in Seismic Areas Eurocode 8. (Ernst and Sohn 2017).

3.5.2 Criterios a seguir para elementos primarios y secundarios en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

Para el caso de esta normativa, el apartado 3 Alcance y Consideraciones Generales especifica que los elementos secundarios son elementos diseñados especialmente a resistir cargas gravitatorias y los elementos primarios son elementos diseñados especialmente a resistir cargas laterales y verticales. A pesar de establecer esta idea, la normativa también indica que actualmente en el país de vigencia de la normativa se utiliza la idea de tener siempre elementos que transmitan momentos. A continuación, podemos ver un esquema de elementos primarios y secundarios según la NEC.

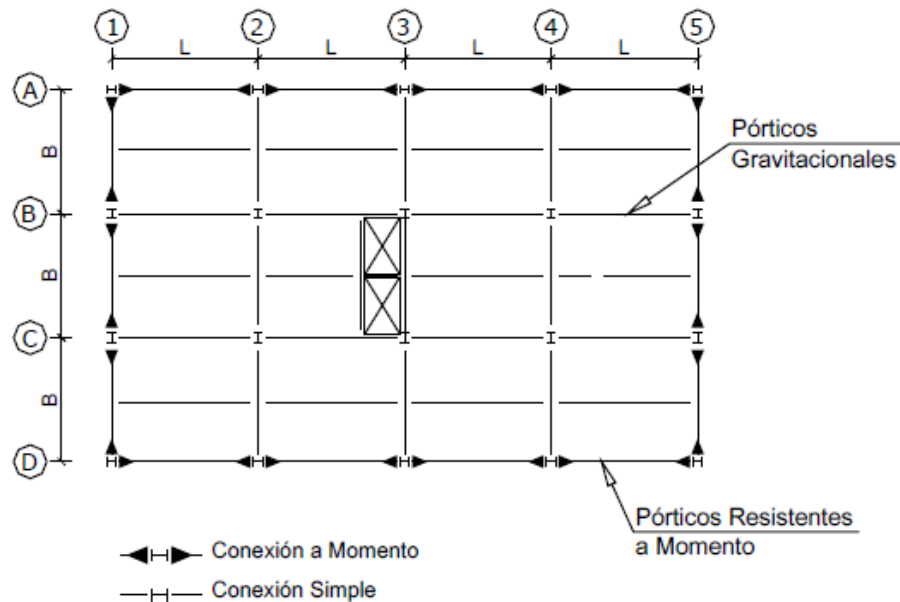


Figura 10. Esquema de pórticos resistentes a momentos y cargas gravitatorias. Fuente, NEC.

Además, la normativa alude que tenemos que satisfacer el criterio de columna fuerte viga débil, dicho criterio se encuentra especificado en el apartado 8.1 Pórticos Especiales a Momento de la normativa anteriormente mencionada. El criterio de columna fuerte viga débil cumple la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{M_{pv}^*} \geq 1,0 \quad (10)$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$ La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M_{pv}^*$ La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

3.6 CRITERIOS DE REGULARIDAD ESTRUCTURAL

3.6.1 Criterio de regularidad estructural según EC8.

Las posibles regularidades o irregularidades que pueden tener una estructura implican aspectos sísmicos tales como:

- La simplificación del modelo a estudiar (modelo plano o tridimensional).
- Elección del método de análisis, método de análisis por fuerza lateral o análisis modal.

Tabla 9. Consecuencias de la regularidad estructural en el análisis y cálculos sismorresistente. Fuente [1], Tabla 4.1.

Regularidad		Simplificación permitida		Coefficiente de comportamiento
Planta	Alzado	Modelo	Análisis elástico lineal	(Para análisis lineal)
Si	Si	Plano	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
Si	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Si	Espacial ^b	Fuerza lateral ^a	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido

^a Si se cumple también la condición del punto (2)a) del apartado 4.3.3.2.1.

^b Bajo las condiciones específicas indicadas en el punto (8) del apartado 4.3.3.1 puede utilizarse un modelo plano diferente en cada dirección horizontal, conforme al punto (8) del apartado 4.3.3.1.

- El valor de reducción del coeficiente q en el caso de estructuras no regulares en alzado.

3.6.1.1 Criterios de regularidad en planta

Una estructura se puede considerar regular en planta si se cumple lo especificado en el apartado 4.2.3.2 del [1], el cual involucra características geométricas, por ejemplo, la existencia de chaflanes en esquinas o alineaciones desplazadas hacia atrás, otras características especifican que tenemos que tener forjados rígidos, además obliga a tener una esbeltez mínima en planta, se tiene que comprobar la excentricidad estructural en cada dirección y torsional.

Para las comprobaciones de las excentricidades se tomó en cuenta el método explicado en el [15], página 92.

3.6.1.2 Criterio de regularidad en alzado

Una estructura se puede considerar regular en alzado si se cumple lo especificado en el apartado 4.2.3.3 del [1], da criterios que tenemos que satisfacer como los muros o núcleos tienen que ser contantes desde los cimientos a la azotea, la rigidez como la masa no tienen que variar o hacerlo de forma gradual y condiciones en la existencia de retranqueos.

3.6.2 Criterios de regularidad estructural según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

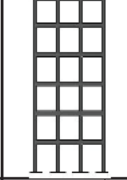
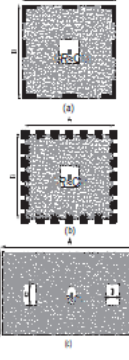
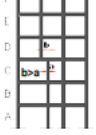
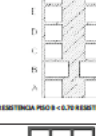

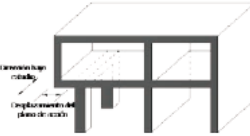
Todas las estructuras se deberían comprobar que no tienen irregularidades ya que a pesar de que a simple vista puede no tener regularidades, por su configuración o por su sistema de arriostramientos podría tener una irregularidad importante.

En el caso de esta normativa, los coeficientes de irregularidad tanto en planta como en elevación afectan directamente a la fuerza de cortante en la base con la finalidad de dar mayor resistencia a la estructura.

Unos de los sistemas que se debería de tener en cuenta al momento de diseñar una estructura se puede ver en la Tabla 10.

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

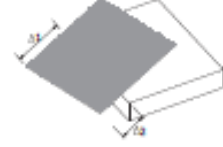

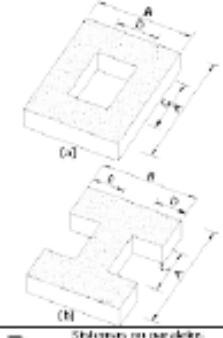
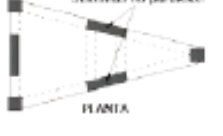
Tabla 10. Ilustración de la regularidad e irregularidad en planta y alzado. Fuente [5] Tabla 12.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_p=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$	IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aportados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_p=1$</p> 	<p>La configuración en planta ideal es un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_p=1$</p> 	<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>  <p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>  <p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p> 	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 

3.6.2.1 Criterio de regularidad en planta

Para ver la irregularidad en planta se tiene que comprobar las siguientes recomendaciones de la Tabla 11.

Tabla 11. Criterios y coeficiente de irregularidad en planta. Fuente [5] Tabla 13.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_p=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_p=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_p=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

El coeficiente de irregularidad se estimará con la siguiente fórmula:

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB} \quad (11)$$

Donde:

ϕ_P Coeficiente de regularidad en planta.

ϕ_{PA} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y/o 3.

ϕ_{PB} Mínimo valor ϕ_{PB} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 4.

ϕ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta.

3.6.2.2 Criterio de irregularidad en elevación

Para ver la irregularidad en elevación se tiene que comprobar las siguientes recomendaciones de la Tabla 12.

Tabla 12. Criterios y coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente [5] Tabla 14.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_o + K_c + K_p)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

El coeficiente de irregularidad se estimará con la siguiente fórmula:

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB} \quad (12)$$

Donde:

ϕ_E Coeficiente de regularidad en elevación.

ϕ_{EA} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1.

ϕ_{EB} Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 1. ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación.

3.7 CORTANTE BASAL

El cortante basal o esfuerzo cortante en la base de la estructura permite saber cuál será la fuerza lateral máxima que se espera que se produzca cuando actúa el movimiento sísmico del suelo en la base de la estructura. Esta fuerza depende de las condiciones del suelo, de las fuentes de actividad sísmica que estén próximas a la estructura, la probabilidad del movimiento sísmico, la ductilidad y la resistencia de la configuración estructural

3.7.1 Esfuerzo cortante en la base según el Eurocódigo (EC8)

El Eurocódigo 8 da dos opciones de cálculo, la primera es el Método de Análisis de la Fuerza Lateral y la segunda el Análisis Modal Mediante Espectros de Respuesta. En el caso del presente proyecto la primera opción no es aplicable, debido a que no se cumple el apartado 4.3.3.2.1 (b) del [1], que indica que tiene que cumplir los criterios de regularidad en alzado, esto se demostrará en el apartado de análisis sísmico de la estructura según el Eurocódigo, la segunda opción se demostrará a continuación:

3.7.1.1 Análisis modal mediante espectros de respuesta

En este método tenemos que cumplir ciertas condiciones según el apartado 4.3.3.3.1 (3) el cual propone:

- La suma de las masas eficaces para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura.
- Se considera las masas modales mayores al 5% de la masa total.

Si la estructura es tridimensional se deben cumplir las condiciones dadas anteriormente para cada dirección que se considere.

El esfuerzo cortante en la base se calcula según el apartado 4.3.3.2.2, el cual se rige por la siguiente fórmula:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (13)$$

Donde:

$S_d(T_1)$ Ordenada del período de respuesta para el período T_1 .

T_1 Período fundamental de vibración del edificio para el movimiento de translación en la dirección considerada.

m Masa total del edificio sobre la cimentación o la parte superior de un sótano rígido.

λ Coeficiente de corrección cuyo valor es igual a $\lambda = 0,85$ para $T_1 \leq 0,85$ si $T_1 \leq 2T_c$ y el edificio tiene más de dos plantas, en otro caso $\lambda = 1$.

3.7.2 Esfuerzo cortante en la base según la NEC.

En esta normativa en el apartado 6.3.2, especifica los parámetros a tener en cuenta para el cálculo del cortante en la base que se rige con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (14)$$

Donde:

$S_a(T_a)$ Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_E Coeficiente de configuración en planta y elevación.

I Coeficiente de importancia.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

V Corte basal total de diseño.

W Carga sísmica reactiva.

T_a Período de vibración.

3.8 CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

3.8.1 Efectos de segundo orden según Eurocódigo (EC8)

Para tener en cuenta los efectos de segundo orden se tiene que ver si la estructura es traslacional o intraslacional, la verificación de ellos, el Eurocódigo 3 lo especifica en el apartado 5.2 análisis global ecuación 5.2.1.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (15)$$

Donde:

α_{cr} Coeficiente de amplificación por el que debe multiplicarse la configuración de cargas de cálculo para provocar la inestabilidad lateral elástica según el modo de pandeo global considerado.

F_{Ed} Carga de cálculo que actúa sobre la estructura para dicha combinación.

F_{cr} Carga crítica de inestabilidad elástica para dicho modo de pandeo global, bajo la configuración de combinación de acciones a considerar.

Según el apartado 5.3.2 del se podrá despreciar las imperfecciones globales si se cumple la siguiente ecuación:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad (16)$$

Donde:

H_{Ed} Valor de cálculo de la resultante de las acciones horizontales totales en la base del edificio, correspondiente a la combinación de acciones consideradas.

V_{Ed} Valor de cálculo de la resultante de las acciones verticales totales en la base del edificio, para dicha combinación de acciones.

Efectos de segundo orden según Eurocódigo 8 (EC8)

Según el apartado 4.4.2.2 del [1] los efectos de segundo orden P- Δ , no se tienen en cuenta si se cumple la siguiente condición en todas las plantas:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad (17)$$

Donde:

θ	Coefficiente de sensibilidad del desplome entre plantas.
P_{tot}	Carga total gravitatoria desde la planta considerada hacia arriba, para la situación sísmica de cálculo.
d_r	Valor de desplome entre plantas, evaluado como la diferencia entre el desplome lateral medio de la parte superior e inferior de la planta considerada y calculado según el apartado 4.3.3 del EC8.
h	Altura entre plantas.

3.8.2 Efectos de segundo orden según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

En el apartado 6.3.8 de [5] especifica que se tienen que tener en cuenta los efectos de segundo orden P- Δ , si:

- $0,1 < Q_I < 0,3$ bajo la dirección considerada.
- Si $Q_I < 0,1$ los efectos P- Δ no se tomaran en cuenta.

Q_I Índice de estabilidad.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_I} \quad (18)$$

Donde:

$f_{P-\Delta}$ Factor de mayoración.

Q_I Índice de estabilidad del piso i.

3.8.2.1 Índice de estabilidad

La normativa específica que se tiene que estudiar para el piso i y la dirección bajo estudio. El índice de estabilidad viene regido por la siguiente fórmula:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (19)$$

Donde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i.

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masa del piso.

V_i Cortante sísmico del piso i.

h_i Altura del piso i considerado.

Si el valor de Q_i es mayor de 0,30 la estructura es inestable y se debería rigidizarla en la dirección considerada.

3.9 LIMITE DE DESPLOME ENTRE PLANTAS O DERIVAS

La importancia de limitar el desplome o las derivas en una estructura se debe a reducir las deformaciones elevadas en elementos estructurales como no estructurales, inestabilidad en la estructura de forma global, daños visibles en elementos estructurales y no estructurales como por ejemplo en muros, acabados, particiones etc.

3.9.1 Derivas según Eurocódigo 8 (EC8)

El [1] según el apartado 4.4.3.2, especifica:

- Para edificios que tengan elementos no estructurales frágiles unidos a la estructura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (20)$$

- Edificios que tengan elementos no estructurales dúctiles.

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (21)$$

- Edificios que tengan elementos no estructurales unidos de forma que no interfieran con las deformaciones estructurales o que carezcan de elementos no estructurales.

$$d_r v \leq 0,010h \quad (22)$$

Donde:

d_r Valor de calculo de desplome entre plantas definido en el apartado 4.4.2.2 del [1].

h Altura de la planta.

v Coeficiente de reducción que considera el menos período de retorno de la acción sísmica asociada con el requisito de limitación de daño.

3.9.2 Derivas según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

En el apartado 6.3.9 de la presente normativa específica el cálculo que se tiene que tener en cuenta para poder controlar las derivas en una estructura. Este cálculo está establecido por la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = 0,75 R \Delta_E \quad (23)$$

Donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica.

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R Factor de reducción de resistencia, establecido en el apartado 6.3.4 de [5].

Se tiene que cumplir.

$$\Delta_M < \Delta_{M,máxima} \quad (24)$$

Donde:

$\Delta_{M,máxima}$ deriva máxima determina conforme la sección 4.2.2 de la NEC.

El máximo valor de derivas de piso del apartado 4.2.2 de la NEC nos especifica:

Tabla 13. Valores máximos de derivas a considerar. Fuente [5] (Tabla 7).

Estructuras de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
Mampostería	0,01

4. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN NEC Y EUROCÓDIGO

En este capítulo se explicará el procedimiento y las consideraciones que se tuvieron en cuenta para realizar el estudio de un edificio de acero con arriostramientos, ubicado en Ecuador en una zona sísmica de $Z=0,4$. Dicho edificio se calculará con dos normativas diferentes, la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y la Normativa Europea (Eurocódigo). Cuando la estructura ya esté dimensionada para las dos normativas, se procederá a realizar un análisis Pushover y la comparación correspondiente de los resultados dados por ambas normativas.

A continuación, se podrá ver el mapa de las diferentes zonas sísmicas en Ecuador.

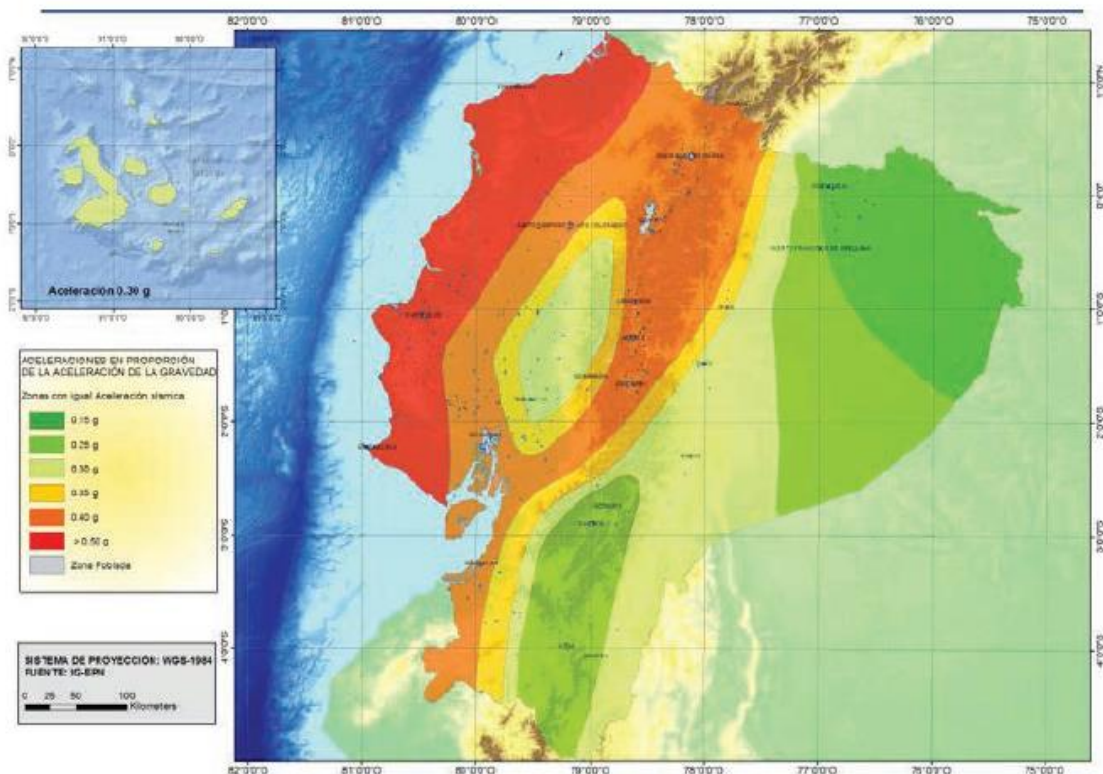


Figura 11. Mapa sísmico de Ecuador. Fuentes, NEC.

Tabla 14. Valores del factor Z en función de la zona sísmica a estudiar. Fuente, NEC.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Característica del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Los valores de la Tabla 14 se puede encontrar más detallados por provincias en la Tabla 19 de [5].

4.1 Diseño según Eurocódigo (EC)

El material utilizado para esta normativa es acero S355 como se especifica en el apartado de materiales del presente trabajo. Las secciones que se utilizarán serán perfiles europeos para vigas y perfiles armados cuadrados rellenos de hormigón en columnas para evitar el pandeo de los mismos.

Se hará un modelo en 3D con el programa ETABS (Figura 12). Las combinaciones de cargas que se tendrán en cuenta se pueden ver en el apartado de Combinaciones de Cargas según Eurocódigo.

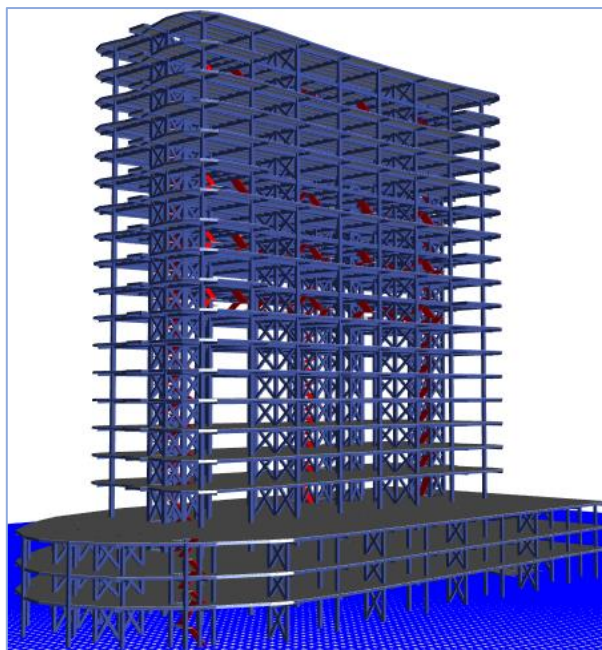


Figura 12. Modelo realizado con ETABS.

Se decidió introducir la estructura de las escaleras para tener en cuenta su efecto en cuanto a las cargas reales que estarían soportando las vigas y en cuanto al período que tendría la estructura. El grosor de las losas de la escalera será de 10cm.

4.1.1 Definición de los casos de cargas.

En este apartado se define los casos de cargas que se aplicarán en el presente proyecto, se tendrá una carga muerta (CM), sobrecarga permanente (SCP) y una carga viva para cada uso de piso. Para definir este apartado se procede en el ETABS a *Define-Load Patterns* y se procede a agregar los casos de cargas que se necesiten.

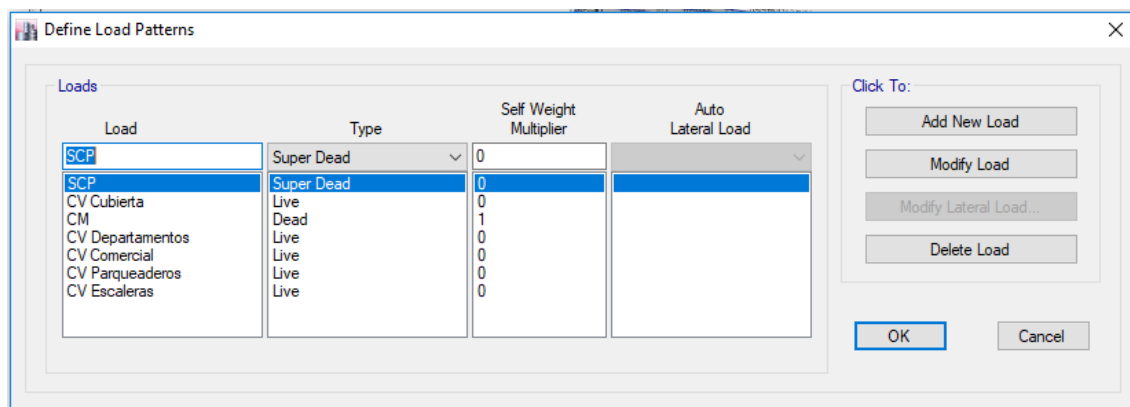


Figura 13. Casos de cargas.

4.1.2 Definición de masa gravitatorias *Máss Source*.

En este caso se tendrá en cuenta el apartado 3.2.4 y 4.2.4 del [1], la ecuación (1) y lo explicado en el apartado de combinaciones de cargas según EC. Para definir este caso se procede al siguiente paso *Define-Máss Source-Add new masa source*.

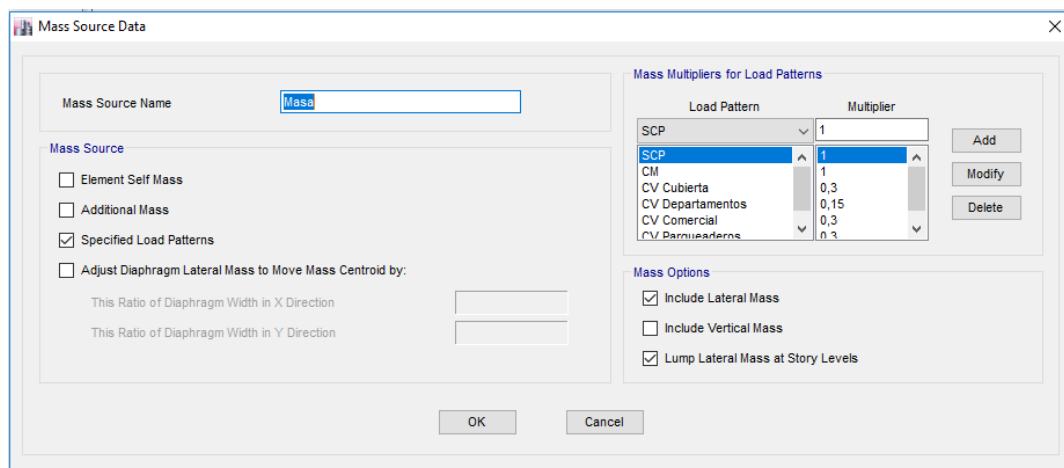


Figura 14. Definición del Máss Source.

4.1.3 Definición de la combinación de acciones.

En este apartado se procederá a definir las cargas ya explicadas en el apartado de combinaciones de cargas según EC. Se procederá en el programa ETABS a *Define-Load Combinations* y se agregarán las combinaciones.

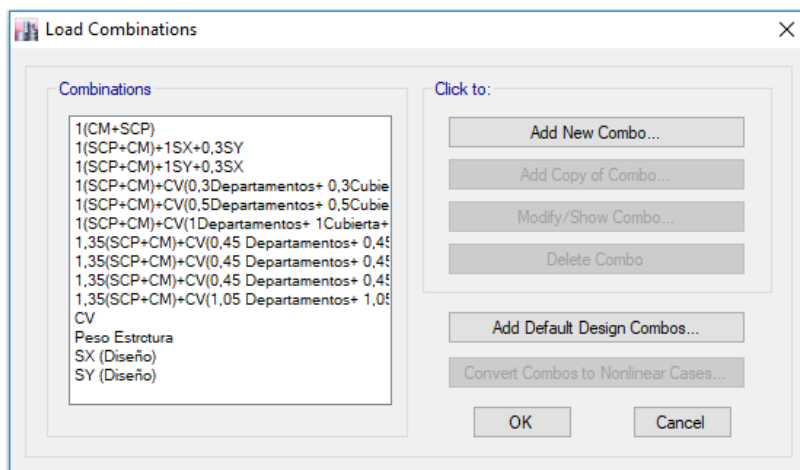


Figura 15. Combinaciones de cargas.

4.1.4 Definición de elementos primarios y secundarios

Para este caso se ha definido los elementos primarios de color verde (vigas y columnas) y color rojo (riostros), los otros elementos son secundarios:

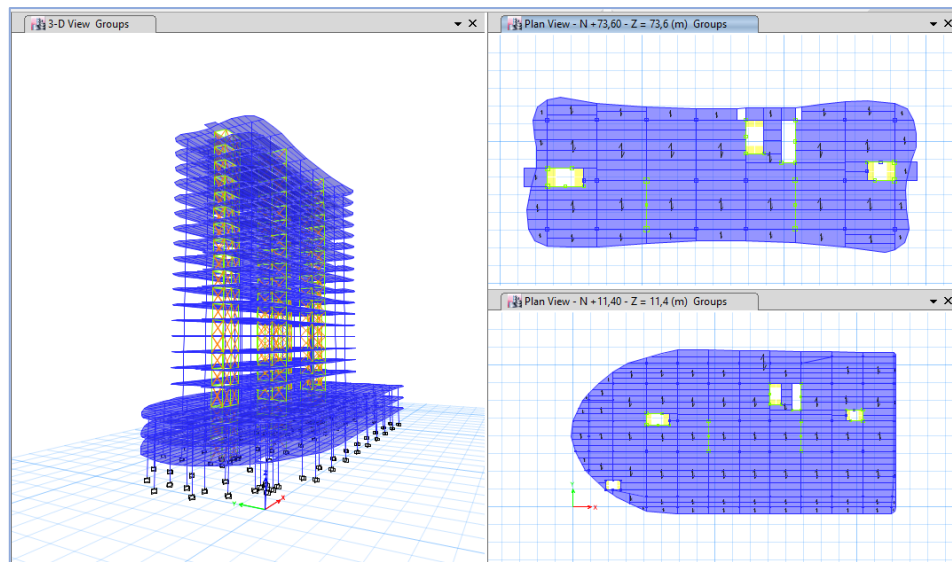


Figura 16. Elementos primarios y secundarios.

Se ha utilizado el apartado 5.1 de [10], para la comprobación del siguiente criterio de:

- La contribución de la rigidez de los elementos secundarios a toda la estructura no debe de superar el 15% de la de todos los elementos sísmicos primarios.

El libro anteriormente mencionado aplica la siguiente expresión:

$$\frac{\delta_B}{\delta_{MR}} = \frac{S_{MR}}{S_B + S_{MR}} \leq 15\% \quad (25)$$

Donde:

δ_{MR} El desplazamiento en la cima de la estructura sometida a una fuerza lateral y sin arriostramientos.

δ_B El desplazamiento en la cima de la estructura sometida a una fuerza lateral con arriostramientos.

S_{MR} Es la rigidez de la estructura sometida a una fuerza lateral sin arriostramientos.

S_B Es la rigidez de la estructura sometida a una fuerza lateral con arriostramientos.

Esta ecuación se debe de aplicar en los dos sentidos X y Y.

Tabla 15. Comprobación de la rigidez aportada por los elementos secundarios.

	Sin Arriostramientos		Con Arriostramientos		Comprobación X	Comprobación Y
	Rigidez X (kN/m)	Rigidez Y kN/m	Rigidez X kN/m	Rigidez Y kN/m		
N +73,60	7706,873	2723,927	72647,931	192286,680	0,106	0,014
N +70,00	6309,556	2540,579	68411,457	176916,212	0,092	0,014
N +66,4	12131,680	4969,417	135560,097	355914,814	0,089	0,014
N +62,80	9763,073	4611,459	126929,563	329037,163	0,077	0,014
N +59,2	15194,947	6982,701	190582,217	499311,743	0,080	0,014
N +55,60	12581,827	6573,545	179791,720	470802,500	0,070	0,014
N +52,00	16995,370	8679,669	241951,563	631890,406	0,070	0,014

N +48,40	14839,071	8433,204	234544,261	622236,366	0,063	0,014
N +44,80	18515,974	10302,641	295874,925	773471,354	0,063	0,013
N +41,20	16525,425	10196,812	293592,844	780705,684	0,056	0,013
N +37,60	19437,957	11754,038	361718,133	943280,266	0,054	0,012
N +34,00	17809,130	11960,223	373007,261	976271,602	0,048	0,012
N +30,40	21284,639	14001,366	460208,534	1173295,583	0,046	0,012
N +26,80	20388,355	14924,985	495336,232	1234298,526	0,041	0,012
N +23,20	25408,680	18294,966	607438,493	1495474,890	0,042	0,012
N +19,60	28143,507	21502,702	672822,756	1605138,291	0,042	0,013
N +16,00	33479,203	27125,666	592651,953	1194043,666	0,056	0,023
N +11,40	137833,371	144349,225	1582760,491	3527049,230	0,087	0,041
N +7,80	172241,323	303242,037	1776402,543	3275209,880	0,097	0,093
N +4,60	272179,550	390156,657	2575066,638	3967179,422	0,106	0,098

4.1.5 Definición de las preferencias para las vigas compuestas.

El programa ETABS permite definir algunos factores para las vigas compuestas, los cuales pueden ser: el refuerzo a cortante (shear Stubs), si existe una contra flecha en la viga (camber), la deflexión, las vibraciones, etc. Para este proyecto se ha realizado con los datos definidos por el programa, con la excepción de las vibraciones a las que se verían sometidas las losas en el caso residencial, como el caso de aparcamiento. Para el dimensionamiento de las vigas compuestas la principal acción que predomina es la vibración, debido a los valores límite permitido de la aceleración especificado en la normativa.

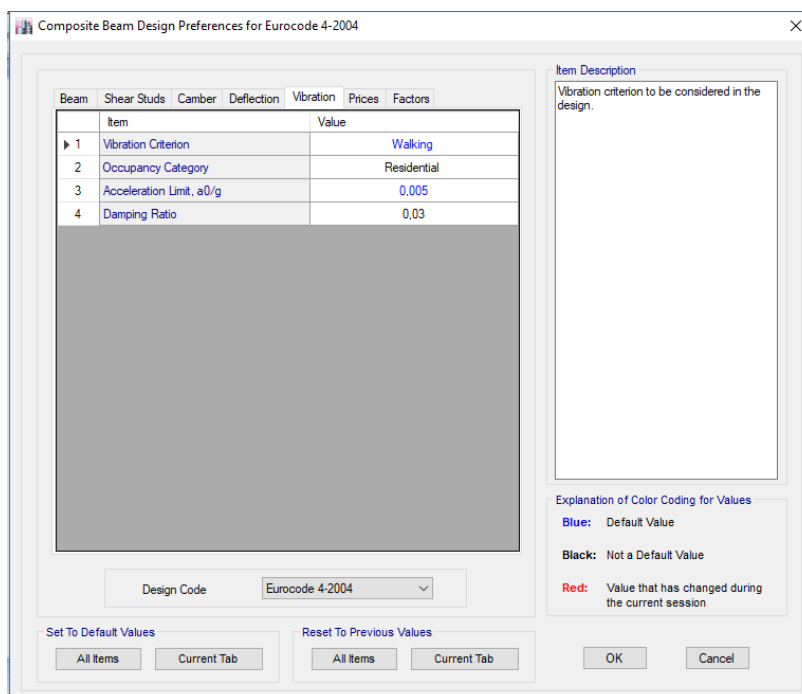


Figura 17. Preferencias establecidas a las losas para el diseño de las vigas compuestas.

Si se desea cambiar las condiciones de vibración en una viga, por ejemplo, en este caso en el piso 3 que tiene una parte que cumple la función de gimnasio y los pisos 1 y 2 de parqueadero, se procede a una vez comprobado que pasan las vigas se selecciona las que se quiere cambiar de condición y *Design-Composite Beam Design-View/Revise Overwrites*.

4.1.6 Características de la losa Deck

Para la obtención de la losa Deck se utilizó catálogos de distribuidores de la zona donde la estructura será emplazada (Ecuador). Aparte de las características de acero (especificadas en el apartado características de los materiales-acero Steel Deck) que se utilizó para el diseño de la Deck, se necesita especificar ciertas características de dimensión que son necesarias para el programa, las cuales son:

Figura 18. Características de la losa Steel Deck.

4.1.7 Espectro elástico y de diseño

Para el diseño del espectro de respuesta se utiliza el generado por el programa para la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 para el cual son necesarios los siguientes datos de entrada.

Tabla 16. Para metros para definir el espectro de respuesta según la NEC.

Coefficiente de Zona "Z"	0,4
Coefficiente "η"	1,8
Factor de suelo "Fa"	1
Factor de suelo "Fd"	1,6
Tipo de suelo	E
Comportamiento no lineal del suelo "Fs"	1,9
Factor de importancia "I"	1
Factor de modificación de respuesta "q"	3,84

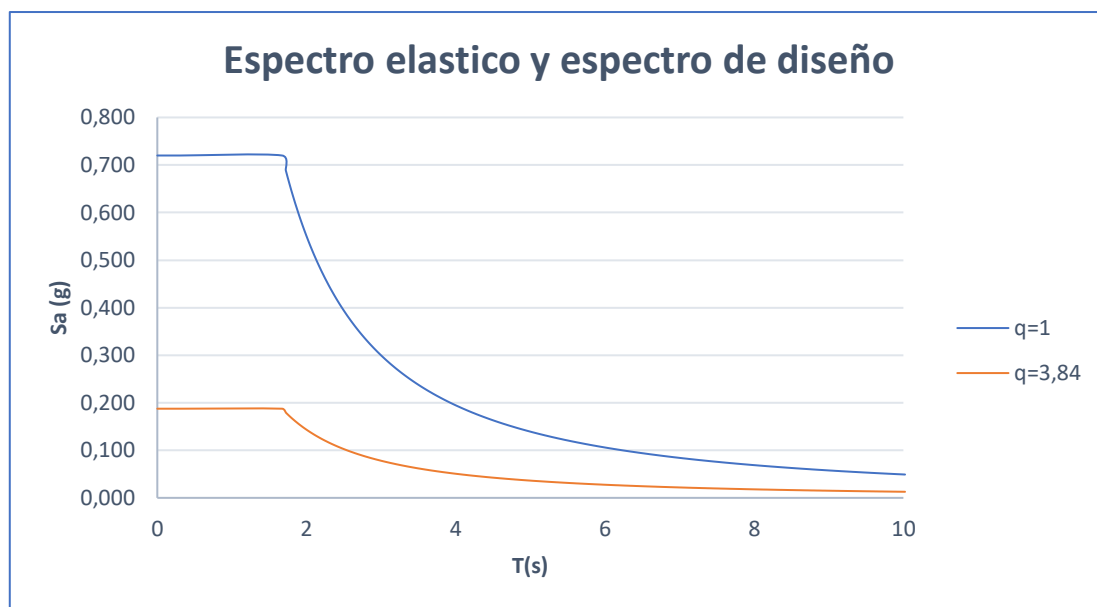


Figura 19. Espectro de respuesta para $q=1$ y $q=3,84$.

Para definir el espectro de diseño en el programa ETABS se procede a realizar los siguientes pasos *Define-Functions-Response Spectrum* y se elige el tipo de función Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015.

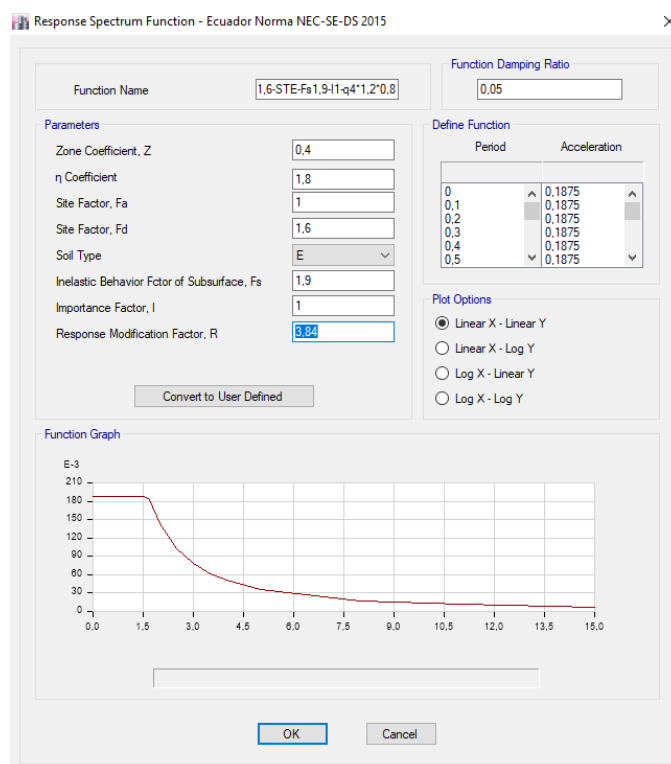


Figura 20. Espectro de respuesta definido en el programa ETABS.

Para el dimensionamiento de la estructura se ha escogido una clase de ductilidad alta (DCH) debido a la zona sísmica donde la estructura será emplazada. El tipo de arriostramiento que se empleará será de triangulaciones centras diagonales combinados con pórticos resistentes a flexión con un valor de $q = 4 \alpha_u / \alpha_1$ el cual se extrae de la Tabla 6.2 del [1] o la Tabla 17 definida en este documento.

Para definir el factor q se necesita saber la regularidad de la estructura, esto se realizará a continuación:

Tabla 17. Límites superiores de los valores de referencia de los coeficientes de comportamiento para sistemas regulares en altura. Fuente [1], Tabla 6.2.

TIPO ESTRUCTURAL	Clase de ductilidad	
	DCM	DCH
a) Pórticos resistentes a flexión	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$
b) Pórticos con triangulaciones centradas		
Triangulaciones diagonales	4	4
Triangulaciones en V	2	2,5
c) Pórticos con triangulaciones descentradas	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$
d) Estructuras de péndulo invertido	2	$2 \alpha_w / \alpha_1$
e) Estructuras con núcleos de hormigón o muros de hormigón	Véase el capítulo 5	
f) Pórticos a flexión combinados con arriostramientos concéntricos	4	$4 \alpha_w / \alpha_1$
g) Pórticos resistentes a flexión combinados con rellenos	2	2
Rellenos de hormigón o de fábrica no conectados, en contacto con la estructura	Véase el capítulo 7	
Rellenos de hormigón armado conectados	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$
Rellenos aislados del pórtico resistente a flexión (véanse los pórticos resistentes a flexión)		

Una vez ya diseñada la estructura en el ETABS y que se han puesto las cargas de diseño las que se han especificado en el apartado de cargas, se procederá a comprobar tanto la irregularidad en altura como en planta especificado en el apartado 4.2.3.2 del [1] para regularidad en planta y 4.2.3.3 del [1] para regularidad en alzado.

Como se ha especificado antes la comprobación de la regularidad en plana tiene que cumplir todos los criterios del apartado 4.2.3.2 del [1] para que sea regular.

El segundo criterio especifica que la estructura tiene que ser aproximadamente simétrica en planta respecto a dos ejes ortogonales. Como se pueden ver en las figuras del 1 al 6, la simetría en planta no existe, por lo tanto, no se cumple esta condición.

El tercer criterio no es aplicable en el caso de este proyecto, ya que no se tiene retranqueos en planta.

En el cuarto criterio condiciona que la rigidez de los forjados debe de ser suficientemente grande en comparación con la rigidez de los elementos verticales, con lo que la deformación del forjado debe tener un efecto pequeño sobre la distribución de fuerzas entre elementos estructurales verticales. Esto se cumple ya que se considera que los forjados son diafragmas rígidos.

El quinto criterio, especifica que se debe de cumplir la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} < 4 \quad (26)$$

Donde:

L_{max} Mayor dimensión del edificio.

L_{min} Menor dimensión del edificio.

Tabla 18. Comprobación del criterio 4, de la regularidad en planta.

	Pisos de uso residencial	Pisos del 1 al 3
$L_{m\acute{a}x} (m)$	57,05	85,64
$L_{m\acute{i}n} (m)$	17,92	39,76
λ	3,18	2,15
	Cumple	Cumple

De los criterios del 6 al 8, se utiliza la simplificación explicada en [15], página 92. Si el período torsional está después de los dos períodos traslacionales la estructura satisface la condición de torsión.

Tabla 19. Comprobación de la estructura a torsión.

	T(s)
Primer período traslacional en X	2,39
Primer período rotacional	1,567
Primer período traslacional en Y	1,483

En este caso no cumple la torsión.

Tabla 20. Resumen de la regularidad en planta según [1].

Cumple	
Criterio 2	No
Criterio 3	No aplicable
Criterio 4	Si
Criterio 5	Si
Criterio 6-8	No
Regular	No es regular

Por los cálculos anteriormente realizados se comprueba que la regularidad en planta no cumple.

Como se ha especificado antes la comprobación de la regularidad en alzado tiene que cumplir los criterios del apartado 4.2.3.3 del [1].

En el segundo criterio propone que el sistema de arriostramiento tiene que ir desde la base hasta el último piso. Este criterio si cumple la estructura.

El tercero criterio especifica que la rigidez como la masa en la planta debe permanecer constante o reducirse sin cambios bruscos. Este criterio no cumple ya que en el cambio del cuarto al tercer piso hay un cambio de rigidez brusco y de masa.

Para la comprobación de este criterio se extrajo de información del programa ETABS. Hay que tener en cuenta que el programa da la información tanto de la rigidez como de la masa acumulará. Los pasos a realizar para conseguir la información fueron: después de que se calculará la estructura para ver la información de la rigidez *Display>Show Tables-Analysis-Structure Results-Story Stiffness*. Información de Masa *Display>Show Tables-Model-Structure Data-Máss Summary-Máss Summary by Story*.

Tabla 21. Tabla de relación de rigideces.

Piso	Rigidez X (kN/m)	Rigidez X (kN/m)	Relación X	Relación Y
N +73,60	135279,7	232243,5	0,94	1,01
N +70,00	262914,2	467912,6	1,88	1,88
N +66,4	367101,3	678354,6	0,85	0,91
N +62,80	443141,3	845900,4	1,46	1,42
N +59,2	501741,7	974023,3	0,83	0,90
N +55,60	546334,7	1084003,3	1,38	1,32
N +52,00	590268,0	1190450,4	0,85	0,91
N +48,40	633572,5	1295505,8	1,33	1,26
N +44,0	679856,9	1398901,3	0,87	0,92
N +41,20	726390,0	1500034,4	1,31	1,24
N +37,60	781742,8	1607972,3	0,91	0,95
N +34,00	847531,6	1730721,1	1,30	1,22
N +30,40	928275,3	1866823,0	0,96	0,98
N 26,80	1028812,7	2027897,0	1,29	1,22
N +23,20	1155611,0	2222136,5	1,04	1,03
N +19,60	1330108,3	2471040,4	0,91	0,79
N +16,00	1298152,3	2239941,9	2,56	2,29
N +11,40	2202001,1	3248188,5	1,17	1,02
N +7,80	3431260,3	4574323,2	1,37	1,14
N +4,60	4371677,5	4948287,0	0,00	0,00

En la Tabla 21, se puede ver la relación que tiene cada piso con referente al continuo más inmediato. En el piso número N+16,00 se ve que la relación de rigidez cambia bruscamente por lo cual este criterio no cumple.

Tabla 22. Relación de masas.

Piso	Masa (Tn)	Relación X
N +73,60	675,5	1,21
N +70,00	819,9	1,10
N +66,4	903,4	0,99
N +62,80	897,2	1,00
N +59,2	896,6	0,92
N +55,60	823,3	1,10
N +52,00	905,0	0,92
N +48,40	829,6	1,11
N +44,0	920,7	0,91
N +41,20	838,7	1,10
N +37,60	922,2	0,99
N +34,00	917,5	1,00
N +30,40	918,1	1,00
N 26,80	919,3	1,00
N +23,20	923,7	1,00

N +19,60	928,0	1,04
N +16,00	968,1	2,38
N +11,40	2306,4	0,76
N +7,80	1744,3	1,03
N +4,60	1792,9	0,14
N +0	256,4	0,00

En la Tabla 22, se puede ver la relación de masas de un piso con referente a un piso más inmediato. Se puede ver que este criterio no cumple en el piso N+16,00.

El cuarto criterio especifica que el cociente entre la resistencia real de cada planta y la resistencia exigida por el análisis no debería variar desproporcionadamente entre las plantas contiguas. Este criterio cumple la estructura. Para demostrar este criterio de forma numérica se escogió las columnas desde el piso más bajo al más alto que más discontinuidad en valor se podía apreciar.

Tabla 23. Relación demanda/capacidad de la columna 48, del modelo según [1].

Columna 48	Demanda/Capacidad
N +73,60	0,061
N +70,00	0,066
N +66,4	0,070
N +62,80	0,075
N +59,2	0,083
N +55,60	0,090
N +52,00	0,111
N +48,40	0,130
N +44,0	0,272
N +41,20	0,342
N +37,60	0,356
N +34,00	0,423
N +30,40	0,496
N 26,80	0,501
N +23,20	0,575
N +19,60	0,633
N +16,00	0,568
N +11,40	0,604
N +7,80	0,633
N +4,60	0,796

Como se puede ver en la Tabla 23, la relación demanda capacidad de las columnas mencionadas no hay cambios bruscos.

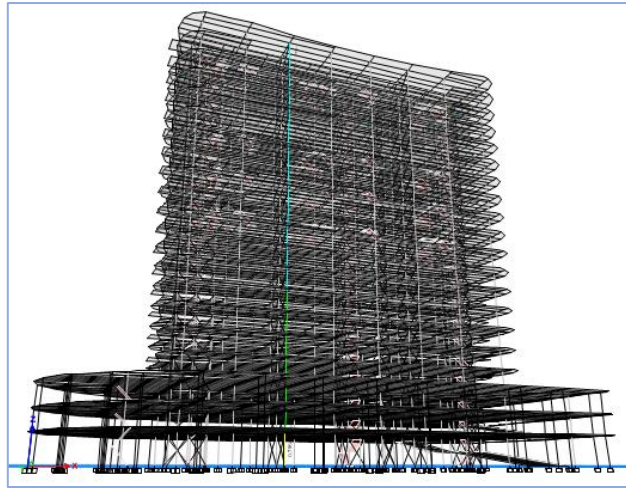


Figura 21. Columna 48, relación demanda/capacidad.

El quinto criterio especifica si existe retranqueos se debe cumplir lo siguiente:

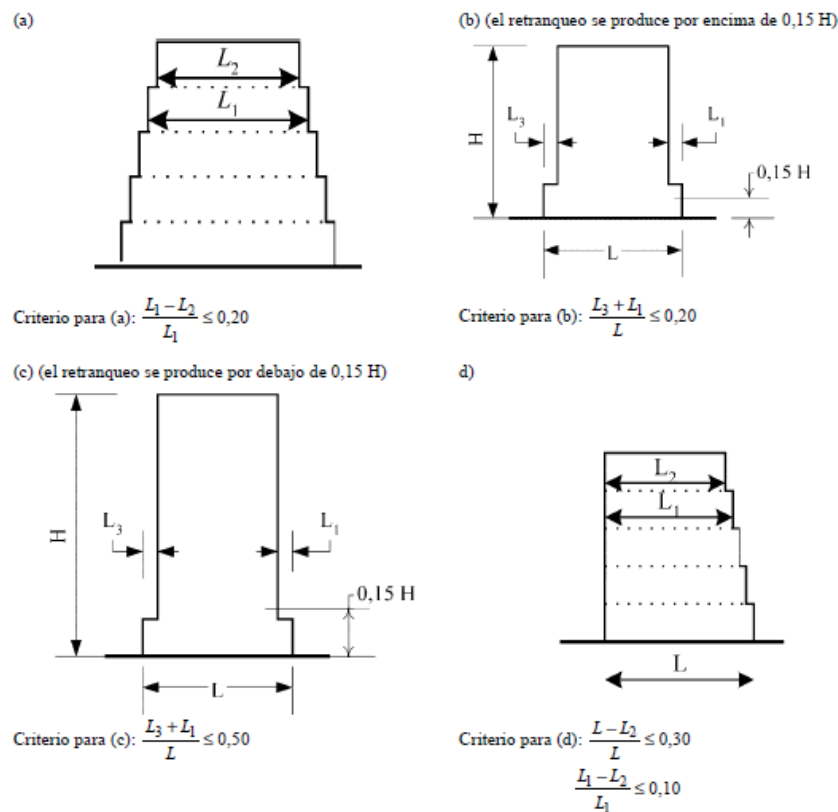


Figura 22. Criterios de regularidad en edificios con retranqueos. Fuente, EC8 figura 4.1.

Tabla 24. Criterio de regularidad en alzado. Existencia de retranqueo.

H (m)	73,60	En dirección X		En dirección Y	
0,15H (m)	11,04	L3 (m)	19,74	L3(m)	7,13
Ret (m)	11,40	L1 (m)	8,15	L1(m)	14,71
Caso b		L (m)	85,64	L (m)	39,76
$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,2$		0,33	$\leq 0,2$	0,55	$\leq 0,2$
No cumple "Es irregular"					

Tabla 25. Resumen de la regularidad en alzado.

Cumple	
Criterio 2	Si
Criterio 3	No
Criterio 4	Si
Criterio 5	NO
Regular	No es regular

Como se puede ver en las comprobaciones de los criterios de regularidad tanto en planta como en alzado no se cumplen en todos, por lo tanto, hay irregularidad en alzado y en planta. Según la Tabla 9, se tiene que realizar un modelo espacial, un análisis elástico modal y reducir el coeficiente de comportamiento q . Lo establecido por el Eurocódigo 8, en el apartado 4.2.3.1 criterio (7) se tiene que tener en cuenta el coeficiente q tiene que ser multiplicado por 0,8 para edificios no regulares en alzado.

4.1.8 Cálculo del cortante basal y coeficiente de corrección

En este apartado se procederá a calcular el cortante basal establecido por la normativa y comparar con el de la estructura. El cálculo del cortante basal que establece la normativa se lo realiza con la expresión (13).

Tabla 26. Períodos fundamentales de la estructura.

Modo	T (s)	Participación de masa %			Observaciones
		UX	UY	RZ	
1	2,391	59,340	0	0	Transl X
2	1,567	0	58,730	0	Transl Y
3	1,483	0	0	53,320	Torsión

Lo primero que se calcula es el peso de la estructura, para ello se tiene en cuenta las cargas muertas, sobrecargas permanentes y las cargas vivas con su respectivo porcentaje.

Tabla 27. Cálculo del peso de la estructura.

	CM (kN)	SCP (kN)	CV Cubierta (kN)	%	CV Depart (kN)	%	CV Comerc (kN)	%	CV Parquin (kN)	%	TOTAL (kN)
Peso propio	157256	34435	2668	30	40475	15	15532	30	12621	30	207008

Tabla 28. Cortante basal para el espectro de respuesta elástico y de diseño.

	Dirección X		Dirección Y	
	Elástico	Diseño	Elástico	Diseño
Fd [kN]	72892	18982	137652	35847

Para obtener los valores del cortante basal de la estructura se procede en el programa ETABS a hacer lo siguiente: *Display>Show Tables-Results-Reactions-Base Reactions*. Una vez obtenidos los valores del cortante basal tanto los que establece la normativa como lo de la estructura se

procede a realizar la relación del cortante de establecido por la normativa entre el cortante de la estructura.

Tabla 29. Coeficientes de corrección para el espectro elástico y de diseño.

	X	Y	X	Y
	FUERZAS ACTUANTES POR SISMO		COEFICIENTES DE CORRECCIÓN	
SX_{q=1} max	61940	-	1,18	-
SY_{q=1} max		93764	-	1,47
SX_{q=3,84} max	19359	-	0,98	
SY_{q=3,84} max	-	29302	-	1,22

Una vez obtenidos los coeficientes de corrección introducen para el cálculo:

- Multiplicando el valor de la gravedad establecido en el *load cases* con el siguiente procedimiento: *Define-Load Cases* se escoge el caso de carga que se desea modifica en este caso SX(q=1) o SY (q=1), o,
- Creando un caso de carga en *load combinations*.

4.1.9 Comprobación demanda/capacidad de las vigas y columnas de acero

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como Steel Frame, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: una vez ya calculada la estructura *Design-Steel Frame Design-Start Design Check*.

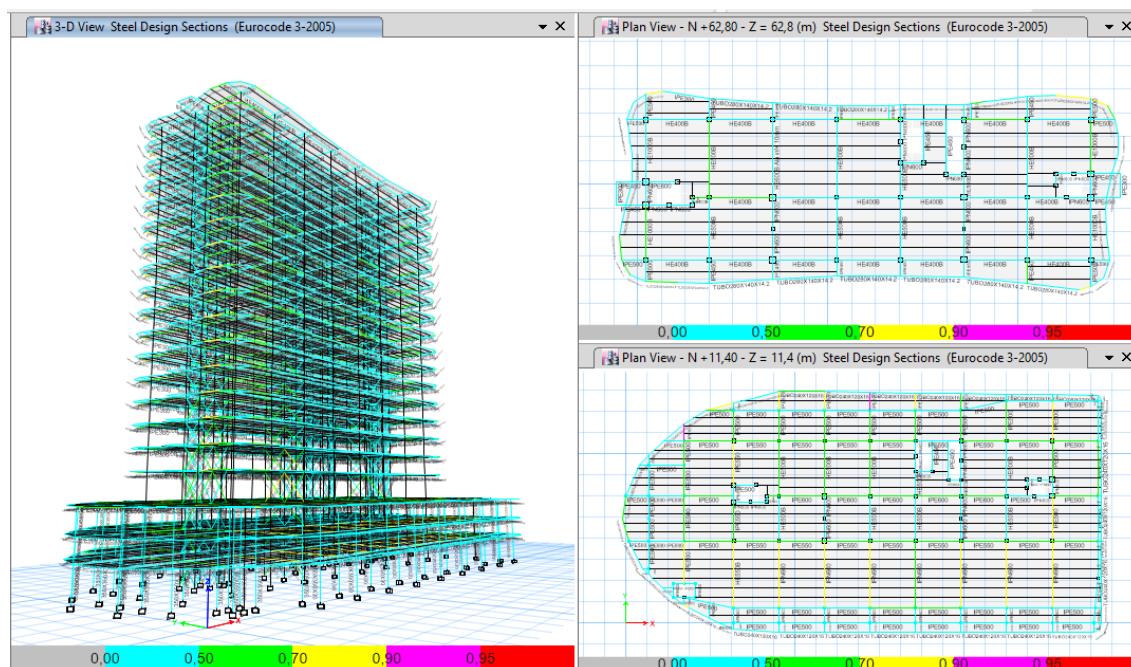


Figura 23. Resultados de la comprobación demanda/capacidad de los Steel-Frame.

4.1.10 Comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como *Composite Beams*, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: una vez ya calculada la estructura *Design-Composite Beam Design-Start Design Check*.

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

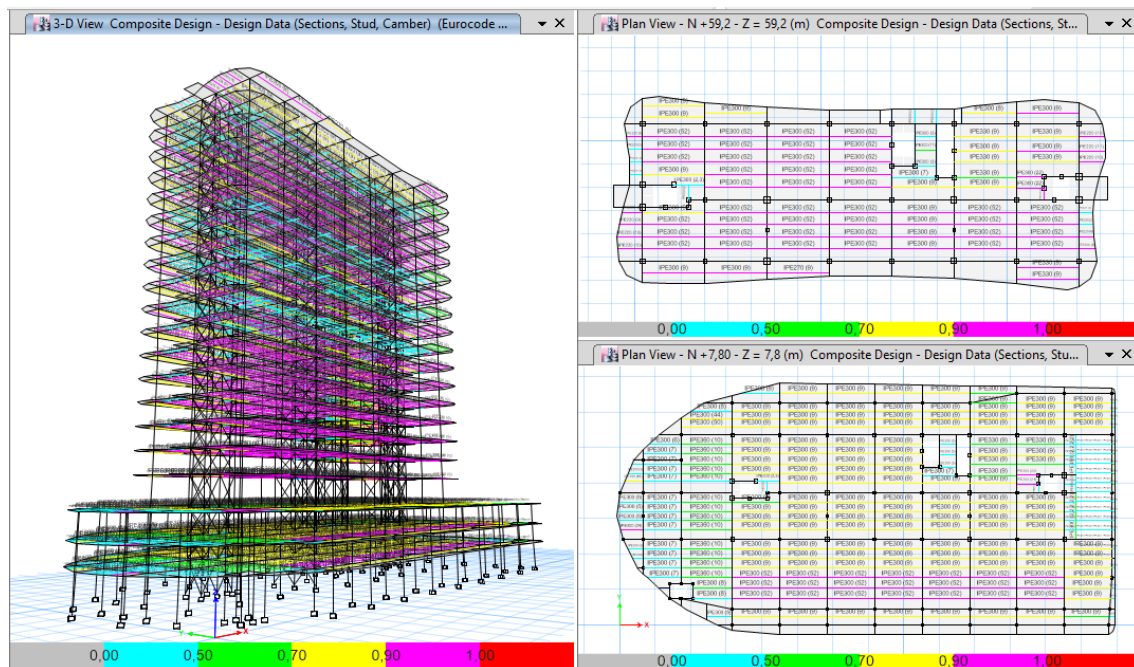


Figura 24. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.

4.1.11 Comprobación demanda/capacidad de columnas compuestas

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como *Composite columns*, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: una vez ya calculada la estructura *Design-Composite Columns Design-Start Design Check*.

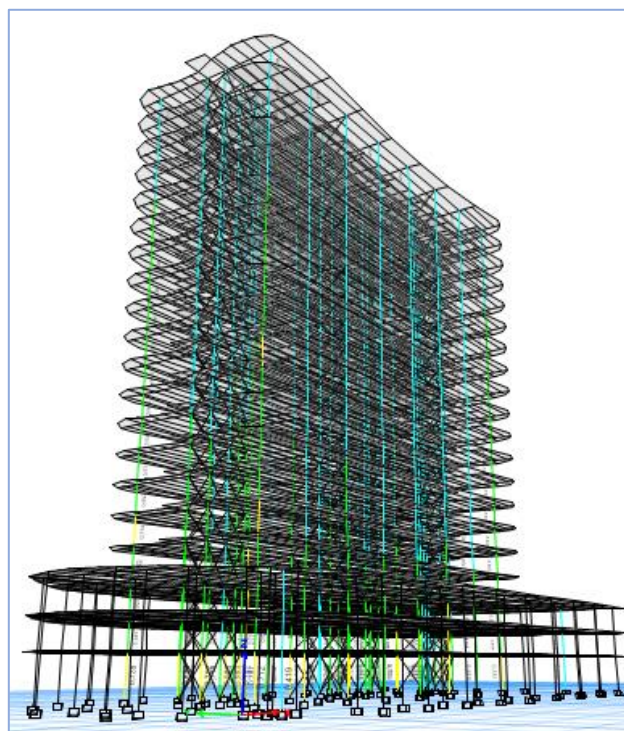


Figura 25. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las columnas compuestas.

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

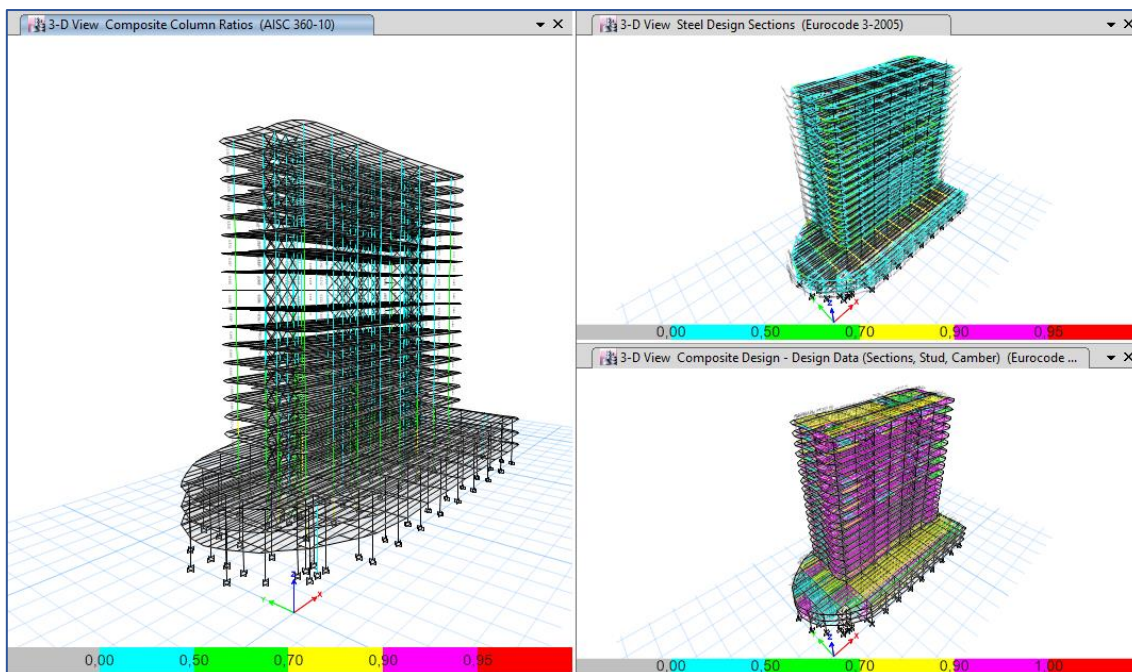


Figura 26. Comprobación demanda/capacidad vigas, vigas compuestas, columnas y columnas compuestas.

4.1.12 Imperfecciones globales

Tabla 30. Comprobación de imperfecciones globales.

	Hed,x (kN)	Hed,y (kN)	VEd (kN)	Hed,x/ VEd	Hed,y/ VEd
1(SCP+CM) + 1SX+0,3SY Max	19772,11	11803,37	191913,05	0,10	0,06
1,35(SCP+CM) + CV (0,45 Departamentos+ 0,45 Cubierta+ 0,9Comercial+0,9parqueaderos+0,3Escalera) +1SY+0,3SX Max	7125,51	36082,63	306461,34	0,02	0,12
1(SCP+CM) +1SY+0,3SX Max	7125,51	36082,63	191913,05	0,04	0,19
1,35(SCP+CM) + CV (0,45 Departamentos+ 0,45 Cubierta+ 0,9Comercial+0,9parqueaderos+0,3Escalera)+1SX+0,3SY Max	19772,11	11803,37	306461,35	0,06	0,04

Como cumple lo establecido en el apartado de imperfecciones globales y la ecuación (16), en este modelo se tiene que tener en cuenta las imperfecciones globales.

Para comprobar la traslacionalidad de la estructura se aplicará la ecuación (15), realizando un *Load Case* en el programa ETABS para poder ver el α_{cr} de la estructura.

Tabla 31. Comprobación de α_{cr} de la estructura, extraída del programa ETABS.

Modo	α_{cr}
1	2,879
2	4,661
3	7,451
4	10,615
5	12,028
6	21,442

Como se puede ver, se tiene que tener en cuenta los efectos de segundo orden ya que no cumple la ecuación (15).

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

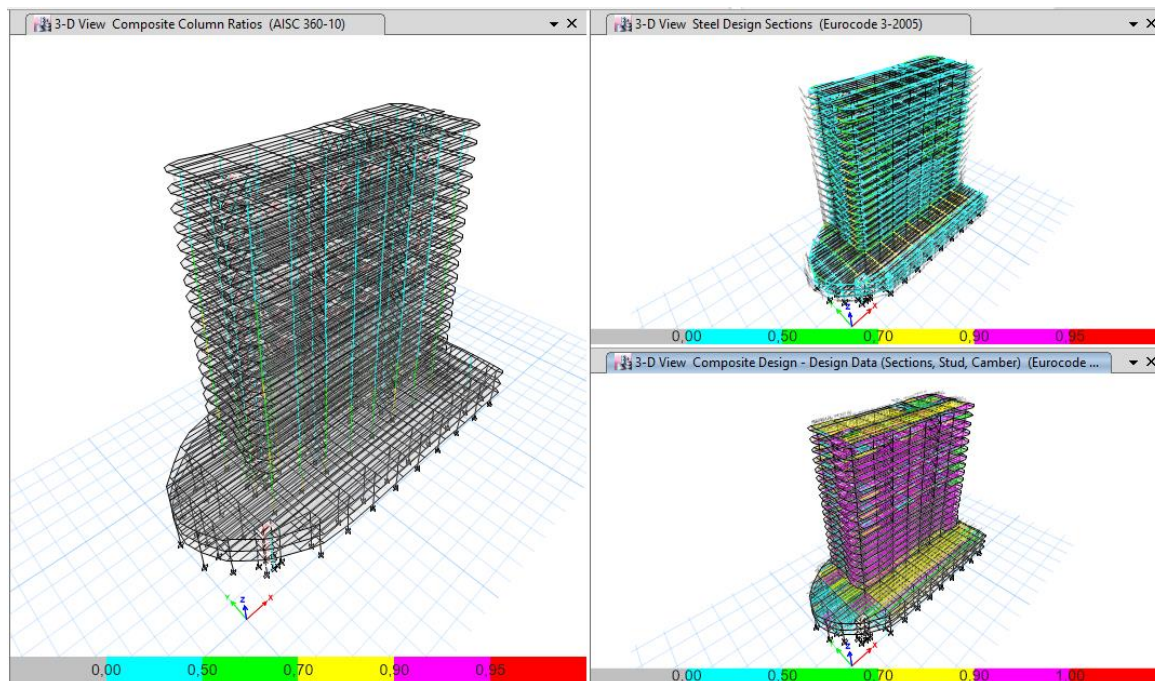


Figura 27. Comprobación de la demanda/capacidad de la estructura, con el efecto de segundo orden P-Δ.

Como se puede ver en la Figura 27, las columnas, vigas, viguetas y arriostramientos cumplen con la comprobación demanda/capacidad teniendo en cuenta los efectos de segundo orden P-Δ.

4.1.13 Comprobación de los efectos de segundo orden según el Eurocódigo 8

Tabla 32. Comprobación de los efectos de segundo orden P-Δ para cada piso en dirección X y Y.

X					Y		
P _{tot} (kN)	V _{tot} (kN)	d _r (m)	h (m)	Θ	d _r (m)	V _{tot} (kN)	Θ
0,00	1999,83	0,015	3,60	0,00	0,013	3048,40	0,000
6629,57	4011,34	0,020	3,60	0,01	0,015	6385,99	0,004
14672,69	5916,42	0,020	3,60	0,01	0,015	9894,75	0,006
23537,70	7389,70	0,021	3,60	0,02	0,016	12934,43	0,008
32341,59	8595,53	0,022	3,60	0,02	0,017	15672,53	0,010
41139,54	9520,61	0,022	3,60	0,03	0,018	17898,97	0,011
49215,58	10476,50	0,023	3,60	0,03	0,018	20230,48	0,012
58096,46	11245,58	0,023	3,60	0,03	0,018	22089,98	0,013
66234,19	12083,63	0,023	3,60	0,03	0,019	24077,08	0,014
75269,29	12763,27	0,022	3,60	0,04	0,019	25637,12	0,015
83496,03	13510,22	0,022	3,60	0,04	0,019	27264,46	0,016
92545,16	14219,92	0,021	3,60	0,04	0,018	28683,84	0,016
101548,55	14913,72	0,020	3,60	0,04	0,018	29948,48	0,017
110557,65	15578,71	0,018	3,60	0,04	0,017	31058,36	0,017
119578,52	16199,80	0,017	3,60	0,03	0,016	32016,10	0,017
128642,12	16763,81	0,015	3,60	0,03	0,015	32822,70	0,017
137747,92	17280,20	0,016	4,60	0,03	0,037	33504,89	0,033
147247,40	18326,45	0,009	3,60	0,02	0,025	34700,72	0,029
169995,02	18981,81	0,006	3,20	0,02	0,028	35365,06	0,042
187120,14	19373,00	0,005	4,60	0,01	0,015	35756,17	0,017

Para los efectos de segundo orden según la Tabla 28 y el apartado de efectos de segundo orden (P- Δ) no hace falta tenerlos en cuenta ya que cumple la ecuación (16).

A pesar que según los cálculos realizados con el EC8 dice que no hace falta aplicar los efectos de segundo orden en la estructura, pero según [2] sí, se ha hecho el cálculo de la estructura teniendo en cuenta los efectos P- Δ , cuyos resultados se pueden ver en la Figura 27.

4.1.14 Comprobación de derivas

Tabla 33. Comprobación de derivas en dirección X.

Piso	h(m)	ν	d_{rx} (m)	Cumple
N +73,60	3,6	0,5	0,014639	CUMPLE
N +70,00	3,6	0,5	0,019703	CUMPLE
N +66,4	3,6	0,5	0,020466	CUMPLE
N +62,80	3,6	0,5	0,021193	CUMPLE
N +59,2	3,6	0,5	0,021816	CUMPLE
N +55,60	3,6	0,5	0,022253	CUMPLE
N +52,00	3,6	0,5	0,022632	CUMPLE
N +48,40	3,6	0,5	0,022588	CUMPLE
N +44,0	3,6	0,5	0,022555	CUMPLE
N +41,20	3,6	0,5	0,022231	CUMPLE
N +37,60	3,6	0,5	0,02171	CUMPLE
N +34,00	3,6	0,5	0,0209	CUMPLE
N +30,40	3,6	0,5	0,01974	CUMPLE
N 26,80	3,6	0,5	0,018257	CUMPLE
N +23,20	3,6	0,5	0,016666	CUMPLE
N +19,60	3,6	0,5	0,015207	CUMPLE
N +16,00	4,6	0,5	0,016442	CUMPLE
N +11,40	3,6	0,5	0,008854	CUMPLE
N +7,80	3,2	0,5	0,005923	CUMPLE
N +4,60	4,6	0,5	0,004931	CUMPLE

Tabla 34. Comprobación de derivas en dirección Y.

Piso	h(m)	ν	d_{ry} (m)	Cumple
N +73,60	3,6	0,5	0,013457	CUMPLE
N +70,00	3,6	0,5	0,01453	CUMPLE
N +66,4	3,6	0,5	0,01546	CUMPLE
N +62,80	3,6	0,5	0,016331	CUMPLE
N +59,2	3,6	0,5	0,017102	CUMPLE
N +55,60	3,6	0,5	0,017683	CUMPLE
N +52,00	3,6	0,5	0,01824	CUMPLE
N +48,40	3,6	0,5	0,018424	CUMPLE
N +44,0	3,6	0,5	0,018667	CUMPLE
N +41,20	3,6	0,5	0,018678	CUMPLE
N +37,60	3,6	0,5	0,018624	CUMPLE
N +34,00	3,6	0,5	0,01835	CUMPLE
N +30,40	3,6	0,5	0,017883	CUMPLE

N 26,80	3,6	0,5	0,017238	CUMPLE
N +23,20	3,6	0,5	0,016351	CUMPLE
N +19,60	3,6	0,5	0,015308	CUMPLE
N +16,00	4,6	0,5	0,036886	CUMPLE
N +11,40	3,6	0,5	0,024647	CUMPLE
N +7,80	3,2	0,5	0,027946	CUMPLE
N +4,60	4,6	0,5	0,014557	CUMPLE

Según las Tablas 33 y 34 la estructura cumple con las derivas exigidas por la normativa, esto podemos ver en el apartado de derivas según Eurocódigo 8 y la ecuación (22) establecida en este documento.

A continuación, se podrá ver si las dimensiones propuestas influyen con la arquitectura dada:

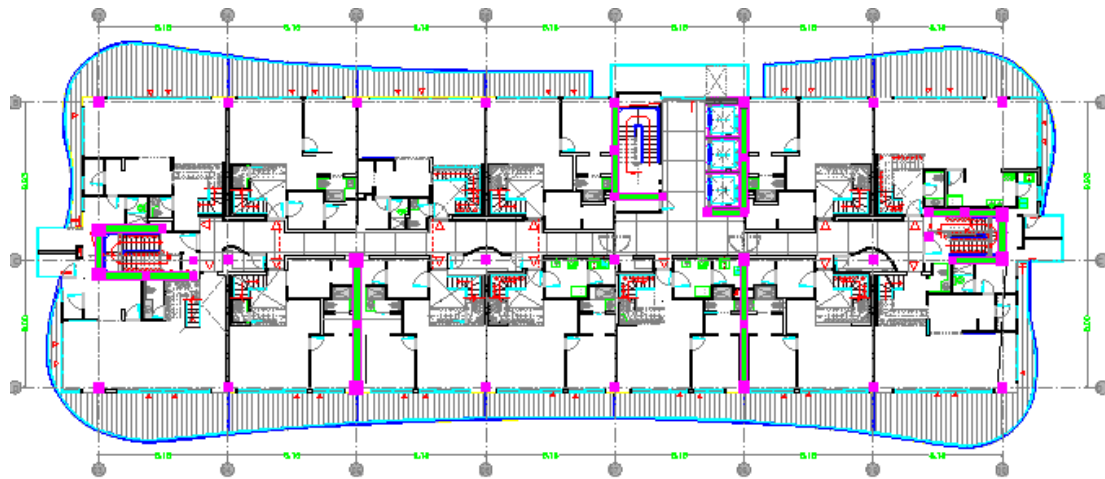


Figura 28. Planta de viviendas, columnas (lila) y arriostramientos (verde).

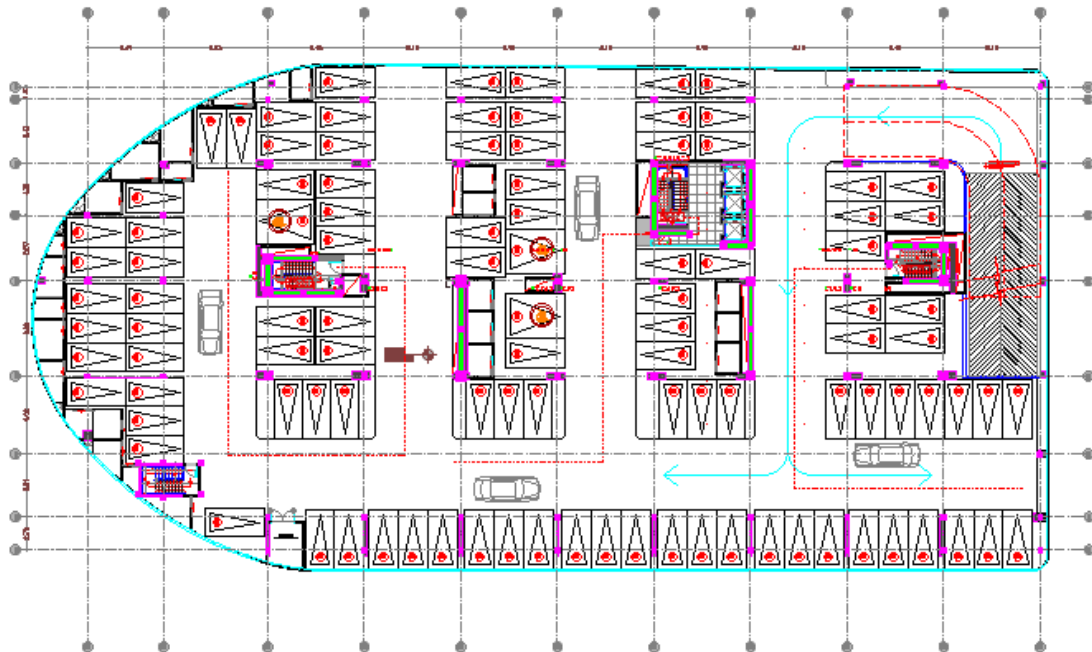


Figura 29. Planta de aparcamiento piso dos, columnas (lila) y arriostramientos (verde).

Como se pueden ver en las Figuras 28 y 29, las dimensiones de las columnas y las posiciones de los arriostramientos no entorpecen la arquitectura.

4.2 Diseño según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

El material utilizado para esta normativa es acero ASTM A572 de grado 50 como se especifica en el apartado de materiales del presente trabajo. Al igual que en el diseño realizado con el Eurocódigo, las secciones que se utilizarán serán perfiles europeos para vigas y perfiles armados cuadrados rellenos de hormigón en columnas para evitar el pandeo de los mismos.

En este apartado también se hará un modelo en 3D con el programa ETABS (Figura 14). Las combinaciones de cargas que se tendrán en cuenta se pueden ver en el apartado de Combinaciones de Cargas según la Normativa Ecuatoriana de la construcción (NEC).

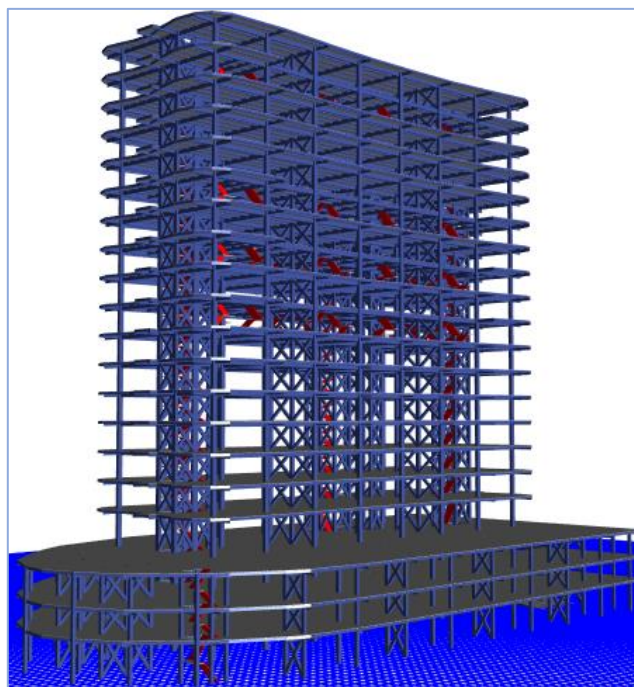


Figura 30. Modelo realizado con ETABS.

Se decidió introducir la estructura de las escaleras para tener en cuenta su efecto en cuanto a las cargas reales que estarían soportando las vigas y en cuanto al período que tendría la estructura. El grosor de las losas de la escalera será de 10cm.

4.2.1 Definición de los casos de cargas.

A continuación, se pasa a definir los casos de cargas que se aplicarán para la NEC, se tendrá una carga muerta (CM), sobrecarga permanente (SCP) y una carga viva para cada uso de piso. Para definir este apartado se procede en el ETABS a *Define-Load Patterns* y se procede a agregar los casos de cargas que se necesiten.

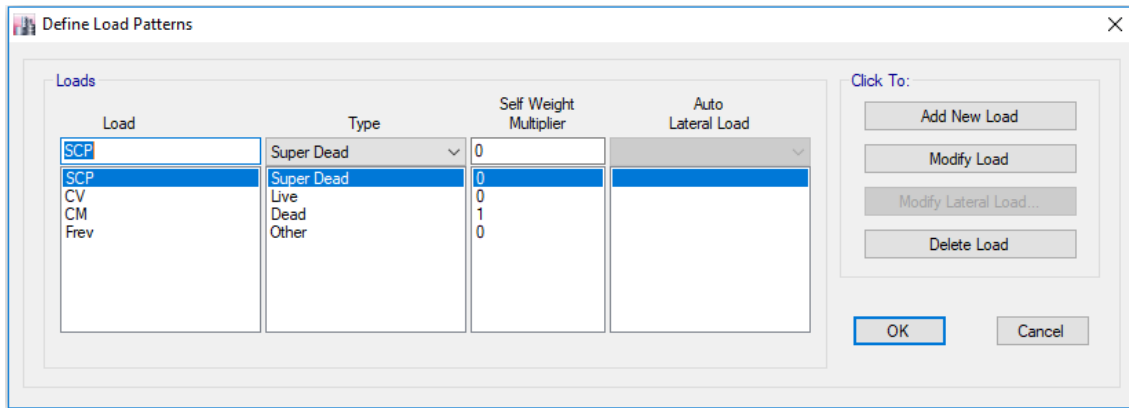


Figura 31. Casos de cargas (NEC).

4.2.2 Definición de masa gravitatorias *Máss Source*.

En este caso se tendrá en cuenta el apartado 6.1.7 Carga sísmica reactiva W de la Normativa Ecuatoria de la Construcción (NEC), la cual nos especifica que solo se tendrá en cuenta la carga muerta para la carga reactiva independientemente del método de análisis que utilice el ingeniero. Para definir este caso se procede al siguiente paso *Define-Máss Source-Add new masa source*.

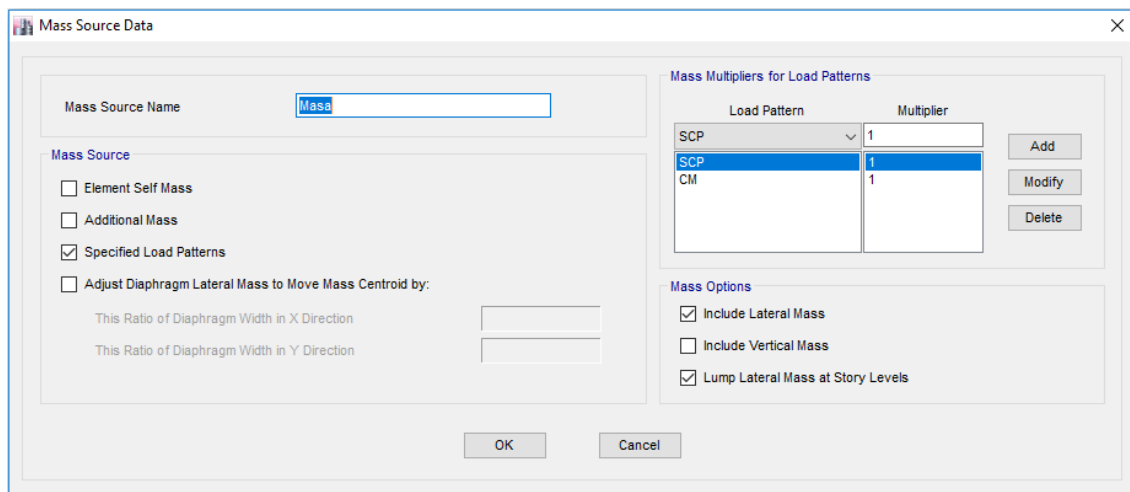


Figura 32. Definición del *Máss Source*.

4.2.3 Definición de la combinación de acciones.

En este apartado se procederá a definir las cargas ya explicadas en el apartado de combinaciones de cargas según NEC. Se procederá en el programa ETABS a *Define-Load Combinations* y se agregarán las combinaciones.

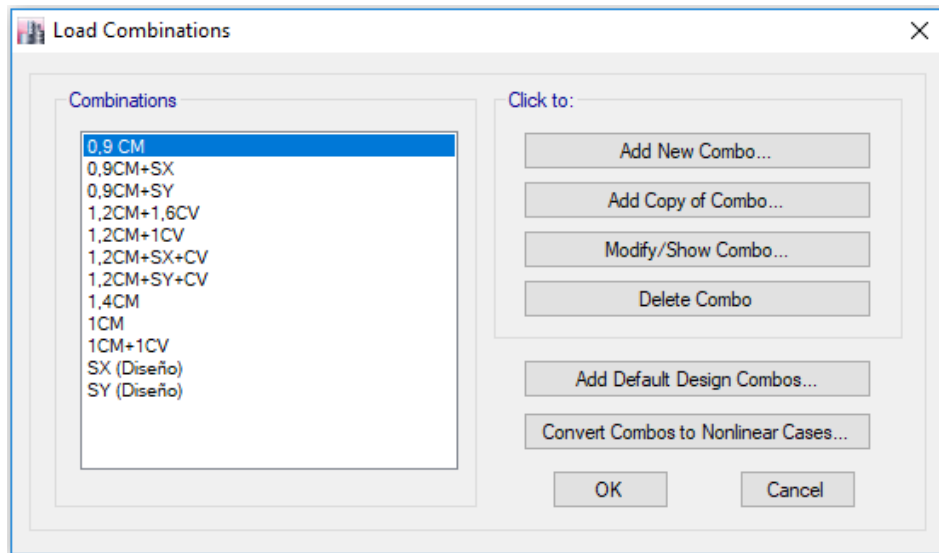


Figura 33. Combinaciones de cargas.

4.2.4 Definición de elementos primarios y secundarios

Para este caso se ha definido los elementos primarios de color verde (vigas y columnas) y color rojo (riostros), los otros elementos son secundarios:

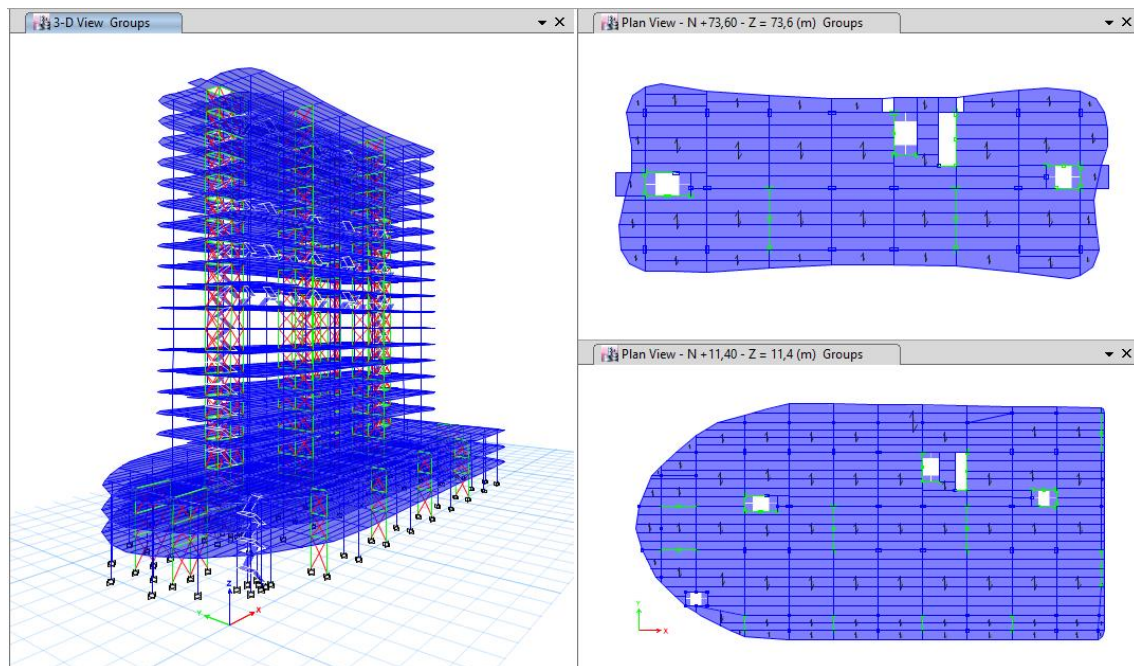


Figura 34. Elementos primarios y secundarios.

4.2.5 Definición de las preferencias para las vigas compuestas.

Como lo explicado anteriormente en el apartado de definición de las preferencias para las vigas compuesta con el Eurocódigo, aquí se realiza el mismo proceso, pero en lugar de usar el EC4 se utiliza el AISC 360-10.

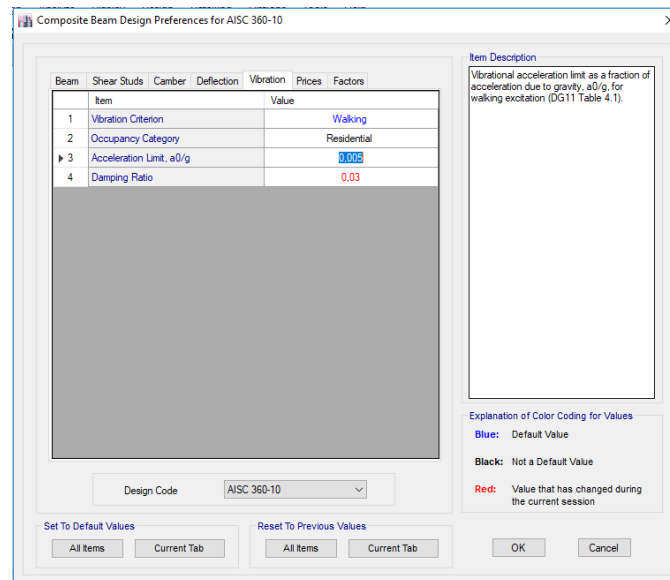


Figura 35. Preferencias establecidas a las losas para el diseño de las vigas compuesta.

Al igual que en el caso del EC, si se desea cambiar las condiciones de vibración en una vigueta, por ejemplo, en este caso en el piso 3 que tiene una parte que cumple la función de gimnasio y los pisos 1 y 2 de parqueadero, se procede a una vez comprobado que pasan las viguetas se selecciona las que se quiere cambiar de condición y *Design-Composite Beam Design-View/Revise Overwrites*.

4.2.6 Características de la losa Deck

Las características de la losa deck es la misma que la utilizada en el Eurocódigo:

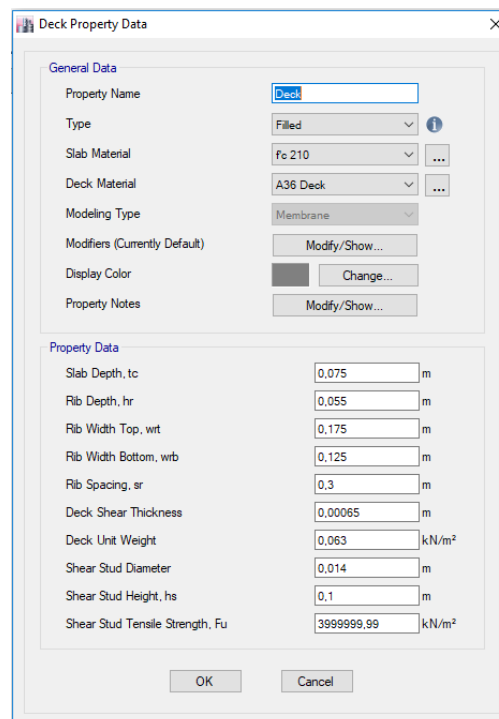


Figura 36. Características de la losa Steel Deck.

4.2.7 Espectro elástico y de diseño

Para el diseño del espectro de respuesta se utiliza el generado por el programa para la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 para el cual son necesarios los siguientes datos de entrada.

Tabla 35. Para metros para definir el espectro de respuesta según la NEC.

Coefficiente de Zona "Z"	0,4
Coefficiente "η"	1,8
Factor de suelo "Fa"	1
Factor de suelo "Fd"	1,6
Tipo de suelo	E
Comportamiento no lineal del suelo "Fs"	1,9
Factor de importancia "I"	1
Factor de modificación de respuesta "q"	8

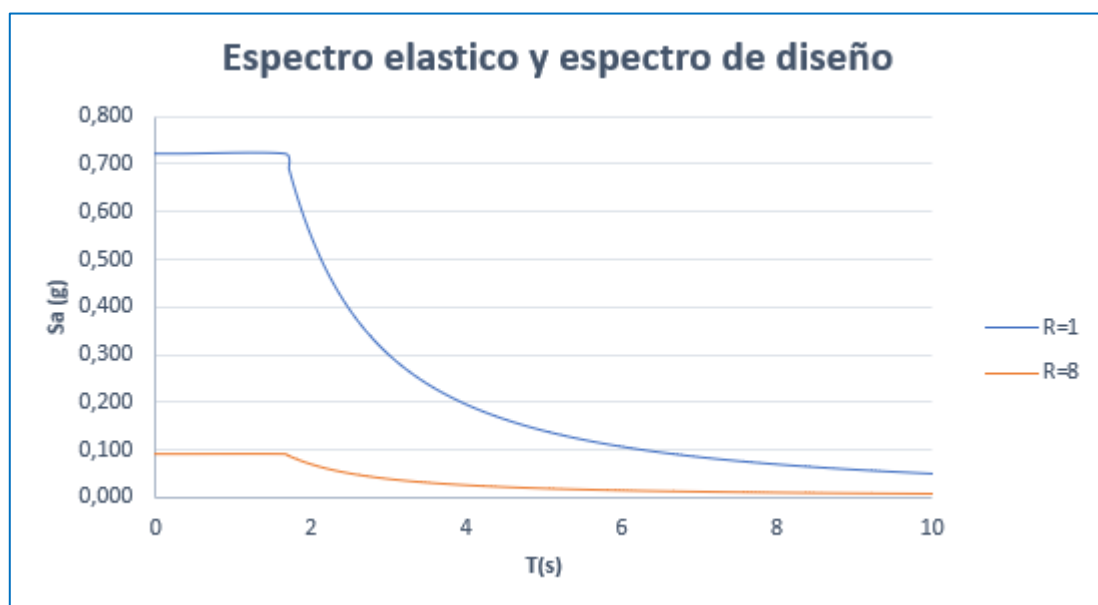


Figura 37. Espectro de respuesta para R=1 y R=8.

Para definir el espectro de diseño, se ha procedido a realizar los mismo pasos mencionados para el caso del EC. *Define-Funtions-Response Spectrum* y se elige el tipo de función Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015.

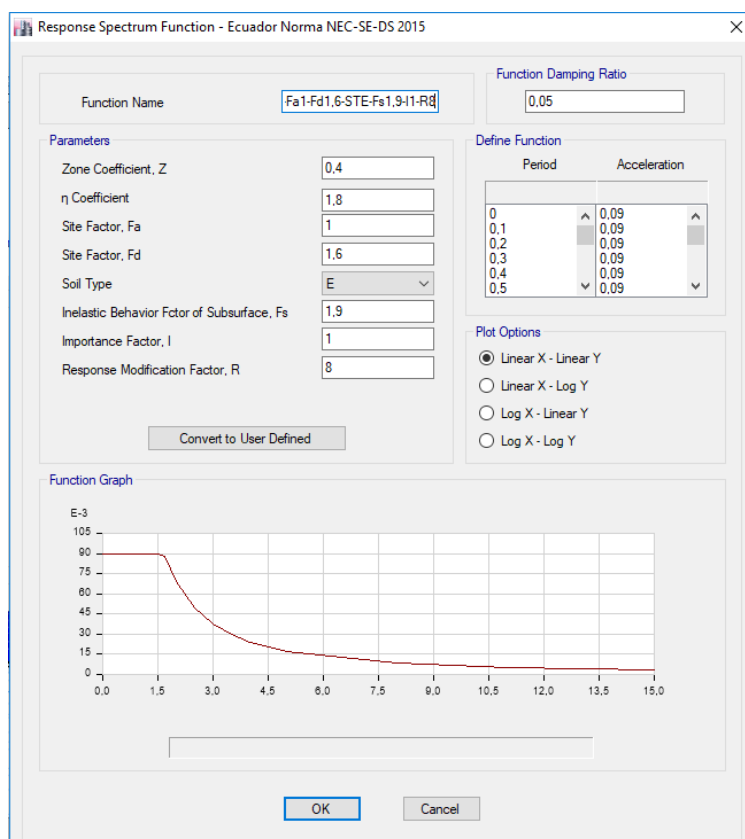


Figura 38. Espectro de respuesta definido en el programa ETABS.

Para el dimensionamiento de la estructura se ha escogido una clase de ductilidad alta (DCH) debido a la zona sísmica donde la estructura será emplazada. El tipo de arriostramiento que se empleará será de triangulaciones centras diagonales combinados con pórticos resistentes a flexión con un valor de $R = 8$ el cual se extrae de la Tabla 15 de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Tabla 36. Valor R de reducción de espectro sísmico. Fuente [5] Tabla 15.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

4.2.8 Regularidad en alzado y planta

4.2.8.1 Regularidad en planta

Para la comprobación de la regularidad en planta se tiene en cuenta el apartado de criterio de regularidad en planta del presente proyecto. La única comprobación que se tiene que tener en cuenta es la irregularidad torsional, para ello se realiza el siguiente paso en el programa ETABS, una vez la estructura ya está calculada se procede a *Display>Show Tables-Analysis-Results-*

Displacements-Story Max/Avg drifts, se tiene en cuenta el sismo de diseño tanto para X como para Y, el programa ya el resultado en el apartado de *Ratio*.

Tabla 37. Comprobación de torsión en planta.

	Sismo de Diseño X	Ratio	Sismo de Diseño Y	Ratio
N +73,60	SX (R=8) Max	1,08	SY (R=8) Max	1,78
N +70,00	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,78
N +66,4	SX (R=8) Max	1,08	SY (R=8) Max	1,79
N +62,80	SX (R=8) Max	1,08	SY (R=8) Max	1,79
N +59,2	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,79
N +55,60	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,80
N +52,00	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,80
N +48,40	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,81
N +44,0	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,81
N +41,20	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,81
N +37,60	SX (R=8) Max	1,07	SY (R=8) Max	1,82
N +34,00	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,82
N +30,40	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,82
N 26,80	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,82
N +23,20	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,82
N +19,60	SX (R=8) Max	1,06	SY (R=8) Max	1,82
N +16,00	SX (R=8) Max	1,05	SY (R=8) Max	1,80
N +11,40	SX (R=8) Max	1,12	SY (R=8) Max	1,85
N +7,80	SX (R=8) Max	1,11	SY (R=8) Max	1,85
N +4,60	SX (R=8) Max	1,09	SY (R=8) Max	1,83

Como se puede ver en la Tabla 37, hay irregularidad en planta tanto en X como en Y, ya que cumple lo establecido en el apartado de regularidad en planta según la NEC. Por lo tanto, la estructura tiene irregularidad torsional. Las otras comprobaciones de irregularidad en planta no se harán debido a que la estructura de este proyecto no cumple con los requisitos establecidos del apartado anteriormente mencionado.

4.2.8.2 Irregularidad en elevación

Para este apartado se tiene que realizar las comprobaciones que se establecen en la Tabla 12 del presente proyecto.

Piso flexible, esta comprobación tiene que cumplir con lo establecido en la Tabla 12 tipo 1. Para esta consideración se comprueba las rigideces tanto en X como en Y.

Tabla 38. Comprobación de irregularidad en elevación, rigideces.

	Rigidez X (kN/m2)	Comprobación 70%	Comprobación 80%	Rigidez Y (kN/m2)	Comprobación 70%	Comprobación 80%
N +73,60	12446043	0	0	114967	0,00	0
N +70,00	24604085	1,98	5,93	132372	1,15	3,45
N +66,4	34377823	1,40	2,78	121329	0,92	1,47
N +62,80	41147450	1,20	1,73	100905	0,83	0,82

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO
EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

N +59,2	46302039	1,13	1,39	84906	0,84	0,72
N +55,60	50027755	1,08	1,23	69872	0,82	0,68
N +52,00	53776115	1,07	1,17	68178	0,98	0,80
N +48,40	56862733	1,06	1,14	61343	0,90	0,83
N +44,0	60183702	1,06	1,12	65565	1,07	0,99
N +41,20	63419694	1,05	1,11	66301	1,01	1,02
N +37,60	67455519	1,06	1,12	76516	1,15	1,19
N +34,00	72043996	1,07	1,13	84296	1,10	1,21
N +30,40	77664587	1,08	1,15	99549	1,18	1,31
N 26,80	84712191	1,09	1,17	126958	1,28	1,46
N +23,20	93893662	1,11	1,20	160863	1,27	1,55
N +19,60	108327882	1,15	1,27	199385	1,24	1,54
N +16,00	110577080	1,02	1,16	134997	0,68	0,83
N +11,40	205006796	1,85	1,97	1352475	10,02	8,19
N +7,80	326024776	1,59	2,31	1570234	1,16	2,79
N +4,60	444200141	1,36	2,08	1115374	0,71	1,09

En la Tabla 38, se puede ver que las comprobaciones de rigideces establecidos en la Tabla 12 tipo 1, no se cumple en el sentido de Y tanto para la comprobación de 70% como la del 80%.

Distribución de masa, para esta comprobación se tiene en cuenta la relación de masa del piso adyacente tanto de forma ascendente como descendente y tiene que cumplir con lo establecido en la Tabla 12 tipo 2 del presente proyecto.

Tabla 39. Comprobación de regularidad en elevación, distribución de masa.

	Masa (kN)	Comprobación descendente	Comprobación ascendente
N +73,60	5783	0,73	0
N +70,00	7890	0,92	1,36
N +66,4	8596	1,01	1,09
N +62,80	8544	1,00	0,99
N +59,2	8533	1,08	1,00
N +55,60	7915	0,92	0,93
N +52,00	8596	1,09	1,09
N +48,40	7896	0,92	0,92
N +44,0	8596	1,08	1,09
N +41,20	7939	0,92	0,92
N +37,60	8661	1,01	1,09
N +34,00	8609	1,00	0,99
N +30,40	8603	1,00	1,00
N 26,80	8603	0,99	1,00
N +23,20	8668	0,99	1,01
N +19,60	8733	0,96	1,01
N +16,00	9069	0,49	1,04
N +11,40	18388	1,14	2,03
N +7,80	16108	0,96	0,88
N +4,60	16729	0	1,04

Como se puede ver en la Tabla 39, no cumple la regularidad en elevación según lo establecido en la Tabla 12 tipo 2.

Irregularidad geométrica, Esta irregularidad tiene que cumplir lo establecido en la Tabla 12 tipo 3 irregularidad geométrica.

Tabla 40. Comprobación de regularidad en elevación, irregularidad geométrica.

a_x	85
b_x	57
a_y	39,73
b_y	17,92
Hay irregularidad en X	
Hay irregularidad en Y	

Como se puede ver en la Tabla 40 la estructura no cumple con lo establecido en la Tabla 12 tipo 3, tanto en el sentido de X como de Y.

Con las comparaciones realizadas tanto en planta como en elevación se procede a realizar el cálculo con las expresiones (11) y (12). Con los resultados de las ecuaciones anteriormente mencionadas podremos calcular el cortante basal de la estructura.

$$\phi_P = 0,9 \qquad \phi_E = 0,81$$

Para el cálculo de las expresiones anteriormente mencionadas se utilizan las Tablas 11 y 12.

4.2.9 Cálculo del cortante basal y coeficiente de corrección

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción, en el apartado 6.3.3 limita el período que tiene que tener la estructura para cada dirección principal. Para el cálculo del período la normativa establece que se puede utilizar dos métodos diferentes, en este caso se utilizó el método 1 que tiene la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^a \tag{27}$$

Donde:

C_t Coeficiente que depende del edificio.

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos.

T Período de vibración.

Para el valor de C_t y α se utiliza la siguiente Tabla:

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO
EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

Tabla 41. Tipo de estructura. Fuente [5] apartado 6.3.3 método 1.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Además, en el mismo apartado 6.3.3 la normativa permite aumentar el período T un 30% del calculado por el método 1.

Tabla 42. Cálculo del período fundamental y el período con el 30% superior, según la fórmula (26).

C_t	0,073
h_n	73,6
α	0,75
T (s)	1,83
T_{max} (s)	2,38

Tabla 43. Períodos fundamentales de la estructura.

Modo	T (s)	Participación de masa %			Observaciones
		UX	UY	RZ	
1	2,24	57,980	0	0	Transl X
2	1,725	0	44,130	0	Transl Y
3	1,946	0	0	33,520	Torsión

Para el cálculo del cortante basal se utiliza la expresión (14) explicada en el apartado 3.7.2.

Ahora se pasa a calcular el peso de la estructura, para ello se tiene en cuenta las cargas muertas, como lo establecido en el apartado de 4.2.2 definición de masa gravitatoria *Máss Source*.

Tabla 44. Cálculo del peso de la estructura.

	CM (kN)	SCP (kN)	TOTAL (kN)
Peso propio	161020	34435	195455

Tabla 45. Cortante basal para el espectro de respuesta elástico y de diseño.

	Dirección X		Dirección Y	
	Elástico	Diseño	Elástico	Diseño
Fd [kN]	20999	20999	20999	20999

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

Para obtener los valores del cortante basal de la estructura se procede en el programa ETABS a hacer lo siguiente: *Display>Show Tables-Results-Reactions-Base Reactions*. Una vez obtenidos los valores del cortante basal tanto los que establece la normativa como lo de la estructura se procede a realizar la relación del cortante de establecido por la normativa entre el cortante de la estructura.

Tabla 46. Coeficientes de corrección para el espectro elástico y de diseño.

	X	Y	X	Y
	FUERZAS ACTUANTES POR SISMO		COEFICIENTES DE CORRECCIÓN	
SX _{q=1} max	61339,27	-	0,34	-
SY _{q=1} max	-	72170,56	-	0,29
SX _{q=8} max	7666,23	-	2,74	-
SY _{q=8} max	-	9022,24	-	2,33

Comprobación demanda/capacidad de las vigas y columnas de acero

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como Steel Frame, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: *Design-Steel Frame Design-Start Design Check*.

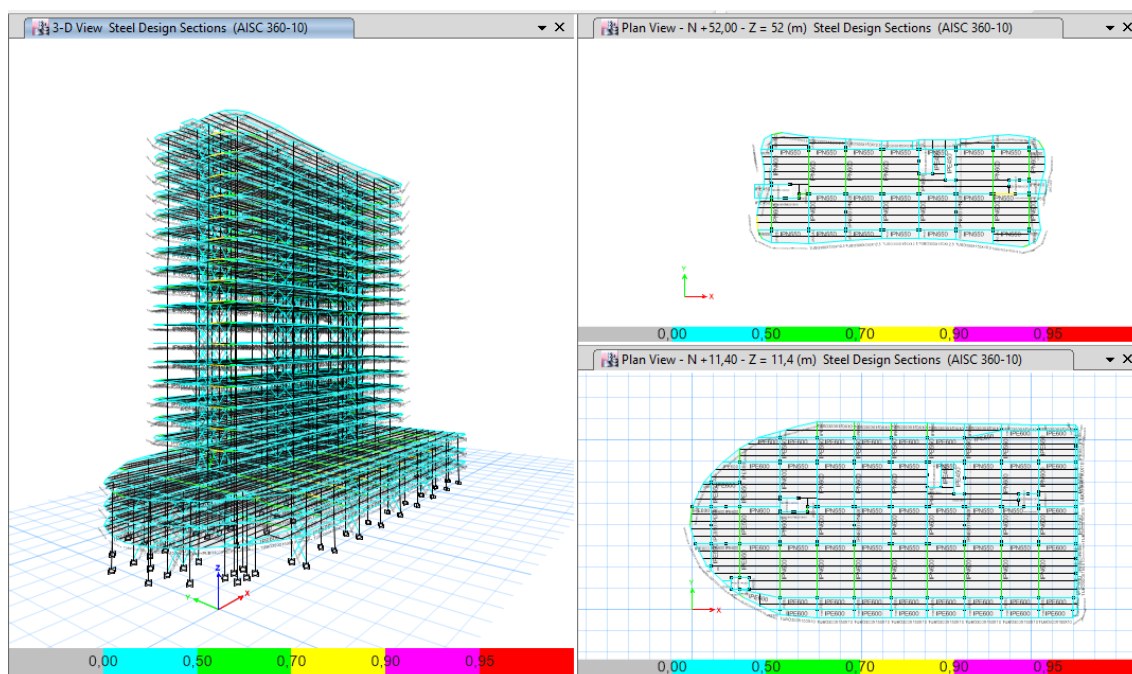


Figura 39. Resultados de la comprobación demanda/capacidad de los Steel-Frame.

4.2.10 Comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como Composite Beams, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: *Design-Composite Beam Design-Start Design Check*.

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

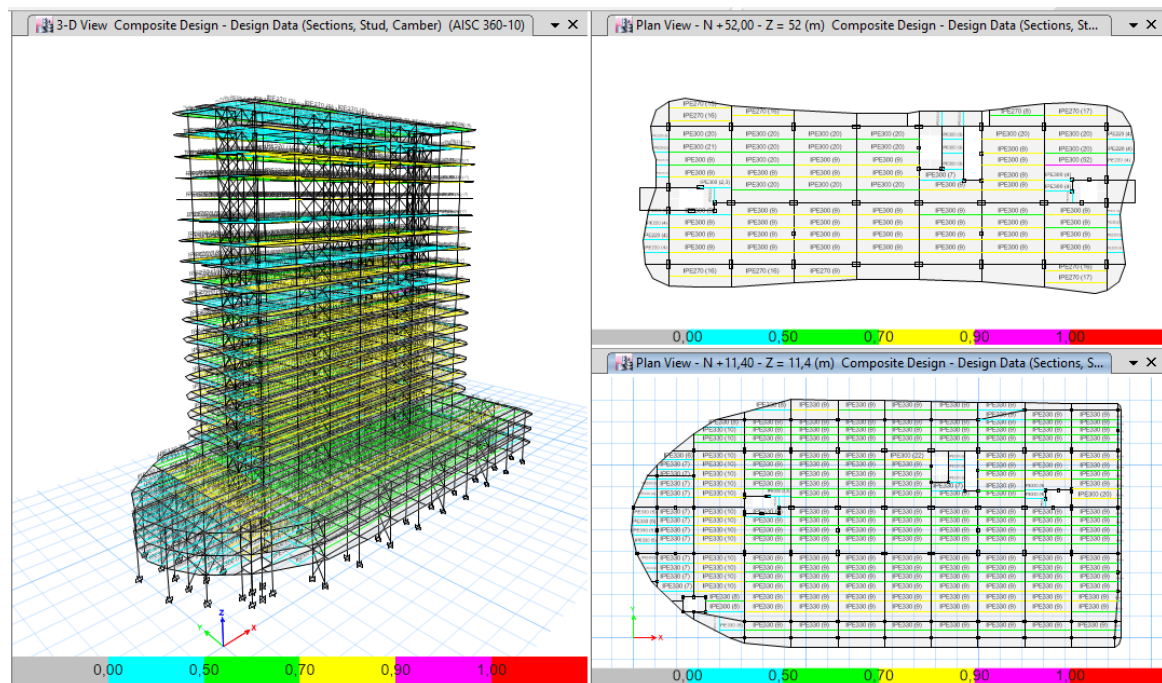


Figura 40. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las vigas compuestas.

4.2.11 Comprobación demanda/capacidad de columnas compuestas

En este apartado se procederá a comprobar la demanda y la capacidad de los elementos diseñados como *Composite columns*, para ello se procedió a hacer el siguiente paso: *Design-Composite Columns Design-Start Design Check*.

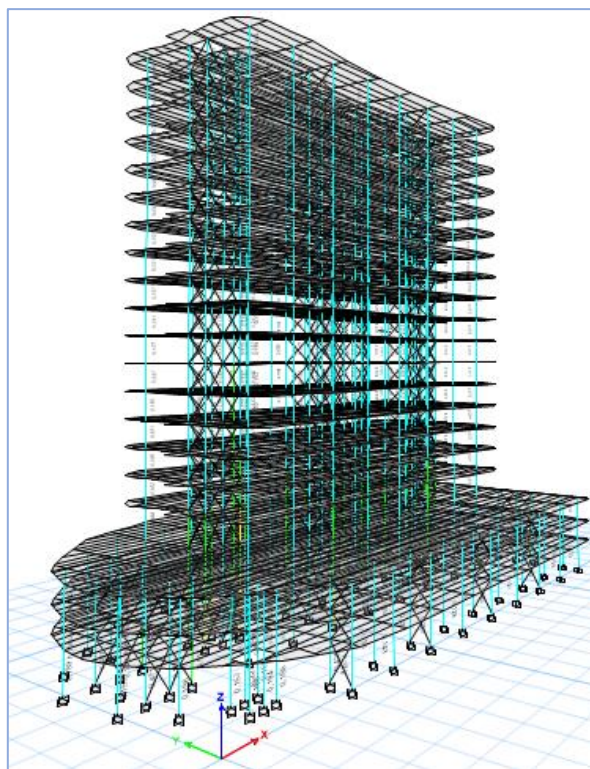


Figura 41. Resultado de la comprobación demanda/capacidad de las columnas compuestas.

DISEÑO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA DE ACERO DE VEINTE PLANTAS SITUADO EN UNA ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO

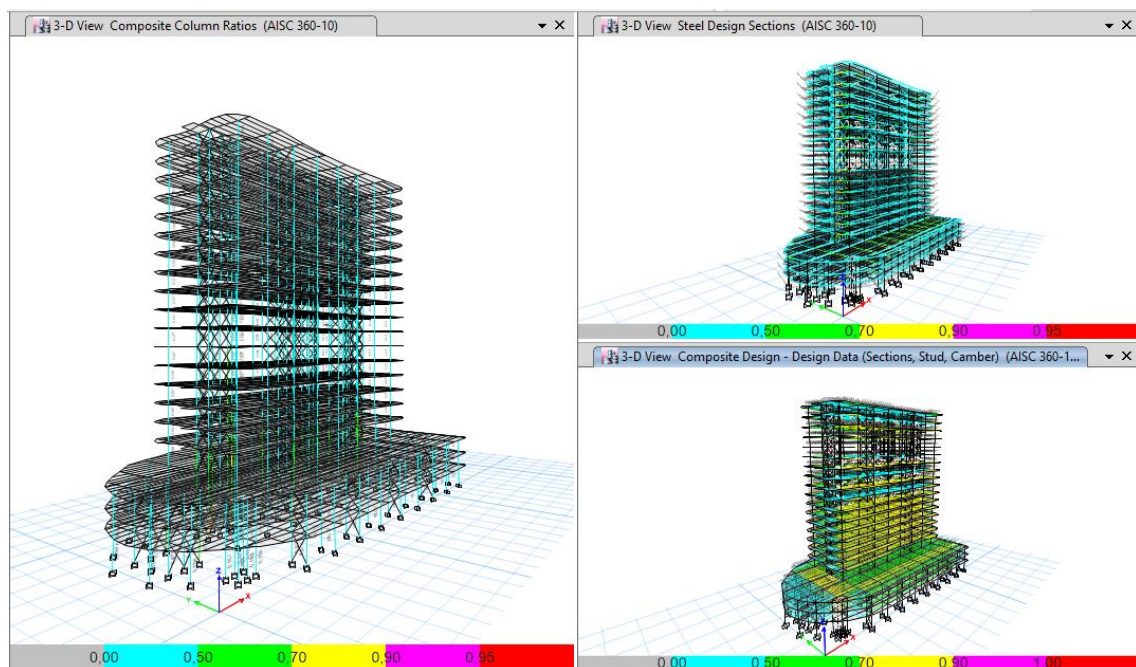


Figura 42. Comprobación demanda/capacidad vigas, vigas compuestas, columnas y columnas compuestas.

4.2.12 Efectos de segundo orden

Para este apartado se tendrá en cuenta lo establecido en el apartado de efectos de segundo orden según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y las expresiones (18) y (19).

Tabla 47. Comprobación de los efectos de segundo orden $P-\Delta$.

P_i (kN)	Δ_{ix}	Δ_{iy}	V_{ix} (kN)	V_{iy} (kN)	h_i	Q_{ix}	Q_{iy}	$f_{P-\Delta x}$	$f_{P-\Delta y}$
5783	0,0015	0,0023	1948	1729	3,6	0,00124	0,00216	1,001	1,002
13673	0,0016	0,0024	4169	3854	3,6	0,00145	0,00241	1,001	1,002
22269	0,0017	0,0025	6260	6034	3,6	0,00165	0,00256	1,002	1,003
30813	0,0017	0,0026	7926	7895	3,6	0,00189	0,00278	1,002	1,003
39345	0,0018	0,0026	9360	9541	3,6	0,00212	0,00300	1,002	1,003
47261	0,0019	0,0027	10521	10864	3,6	0,00235	0,00324	1,002	1,003
55857	0,0019	0,0027	11718	12213	3,6	0,00256	0,00341	1,003	1,003
63753	0,0020	0,0027	12677	13285	3,6	0,00275	0,00362	1,003	1,004
72349	0,0020	0,0027	13685	14411	3,6	0,00294	0,00373	1,003	1,004
80288	0,0020	0,0027	14507	15317	3,6	0,00308	0,00387	1,003	1,004
88948	0,0020	0,0026	15383	16256	3,6	0,00320	0,00391	1,003	1,004
97557	0,0020	0,0025	16179	17073	3,6	0,00329	0,00394	1,003	1,004
106160	0,0019	0,0024	16925	17799	3,6	0,00332	0,00391	1,003	1,004
114763	0,0018	0,0022	17618	18437	3,6	0,00329	0,00381	1,003	1,004
123431	0,0017	0,0020	18256	18995	3,6	0,00319	0,00365	1,003	1,004
132164	0,0016	0,0018	18822	19475	3,6	0,00305	0,00342	1,003	1,003
141233	0,0013	0,0014	19314	19883	4,6	0,00212	0,00211	1,002	1,002
159621	0,0009	0,0010	20061	20447	3,6	0,00192	0,00222	1,002	1,002
175729	0,0006	0,0008	20629	20796	3,2	0,00168	0,00211	1,002	1,002
192458	0,0003	0,0004	20993	20993	4,6	0,00069	0,00089	1,001	1,001

Como se puede ver en el apartado de los efectos de segundo orden según NEC, si el índice de estabilidad $Q_I < 0,1$ los efectos de segundo orden (P- Δ) son despreciables y se puede ver en la Tabla 43.

A pesar de no tener la necesidad de aplicar los efectos de segundo orden (P- Δ), se ha optado por comprobarlos, tenido los resultados que se muestran en la siguiente imagen:

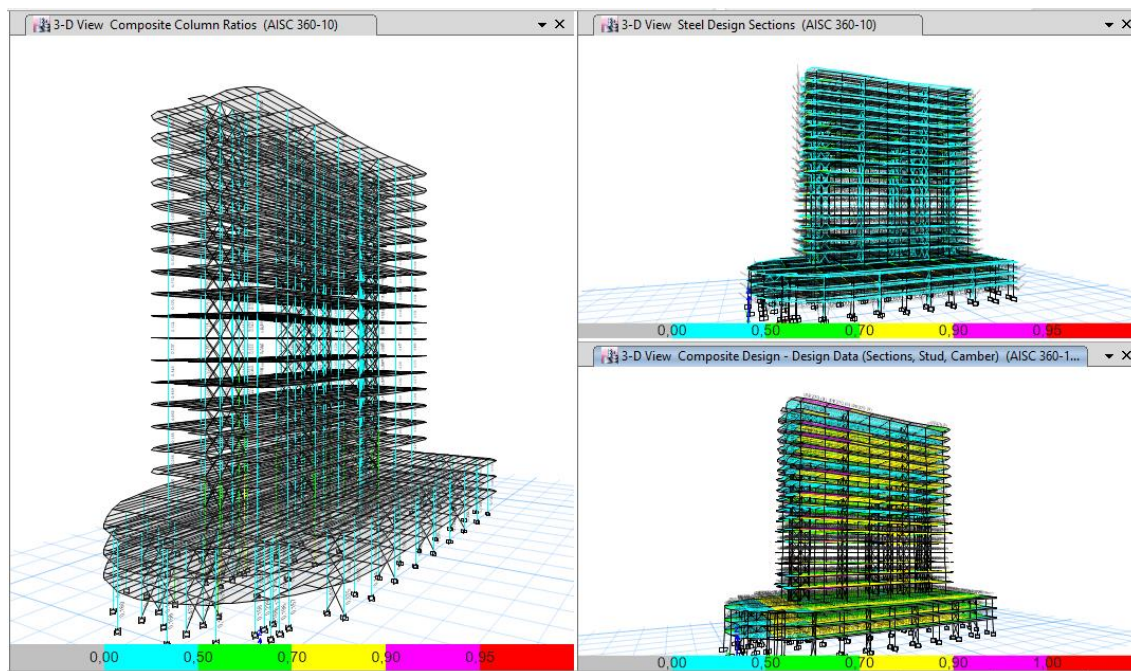


Figura 43. Comprobación demanda/capacidad de la estructura con efectos de segundo orden (P- Δ).

Como se puede ver teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, los elementos de la estructura pasan la comprobación demanda/capacidad.

4.2.13 Comprobación de derivas

Para la comprobación de derivas en esta normativa se utiliza la expresión (23) y como límite de deriva la Tabla 13. Para obtener el valor de Δ_E en el programa ETABS se sigue el siguiente paso *Display-Story Response Plots* y se elige las opciones en *Show Max Story Drifts* y a continuación se elige el sentido que se quiera ver la deriva máxima en X o en Y.

Tabla 48. Comprobación de derivas máximas para X e Y.

	$\Delta_{Emax,X}$	$\Delta_{Emax,Y}$	R	$\Delta_{Mmax,X}$	$\Delta_{Mmax,Y}$
N +73,60	0,00151	0,00234	8	0,009	0,014
N +70,00	0,00160	0,00246	8	0,010	0,015
N +66,4	0,00168	0,00251	8	0,010	0,015
N +62,80	0,00176	0,00258	8	0,011	0,015
N +59,2	0,00183	0,00264	8	0,011	0,016
N +55,60	0,00189	0,00270	8	0,011	0,016
N +52,00	0,00194	0,00270	8	0,012	0,016
N +48,40	0,00198	0,00274	8	0,012	0,016
N +44,0	0,00201	0,00270	8	0,012	0,016
N +41,20	0,00202	0,00268	8	0,012	0,016
N +37,60	0,00201	0,00260	8	0,012	0,016

N +34,00	0,00198	0,00251	8	0,012	0,015
N +30,40	0,00192	0,00238	8	0,012	0,014
N 26,80	0,00183	0,00223	8	0,011	0,013
N +23,20	0,00171	0,00204	8	0,010	0,012
N +19,60	0,00157	0,00183	8	0,009	0,011
N +16,00	0,00135	0,00138	8	0,008	0,008
N +11,40	0,00087	0,00103	8	0,005	0,006
N +7,80	0,00064	0,00080	8	0,004	0,005
N +4,60	0,00035	0,00045	8	0,002	0,003
N +0	0,00000	0,00000	8	0,000	0,000

Como se puede ver en la Tabla 11 las derivas máximas que se calculan son menor al 0,02 que se establece como un valor máximo en la Tabla 11.

A continuación, se podrá comprobar si las dimensiones proporcionadas a los elementos afectan a la arquitectura del edificio.

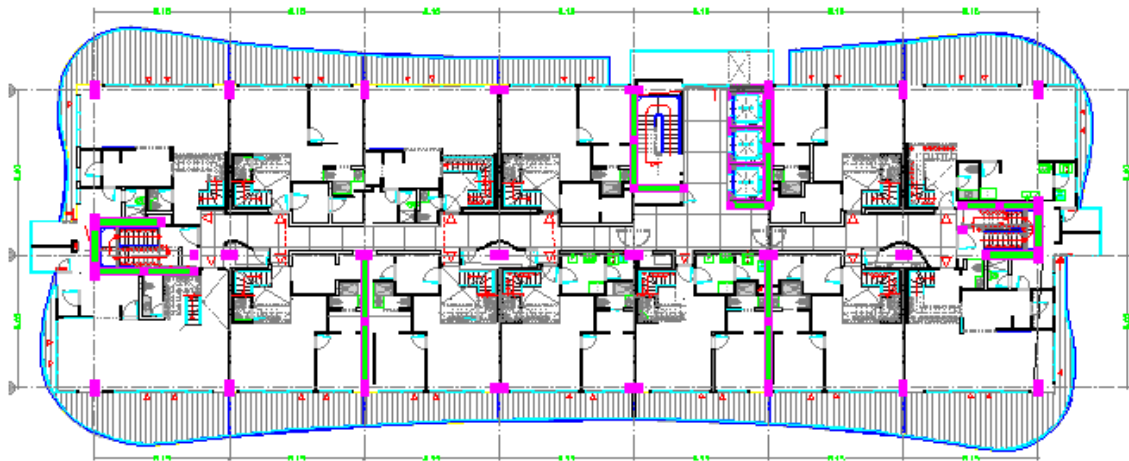


Figura 44. Planta de viviendas, columnas (lila) y arriostramientos (verde).

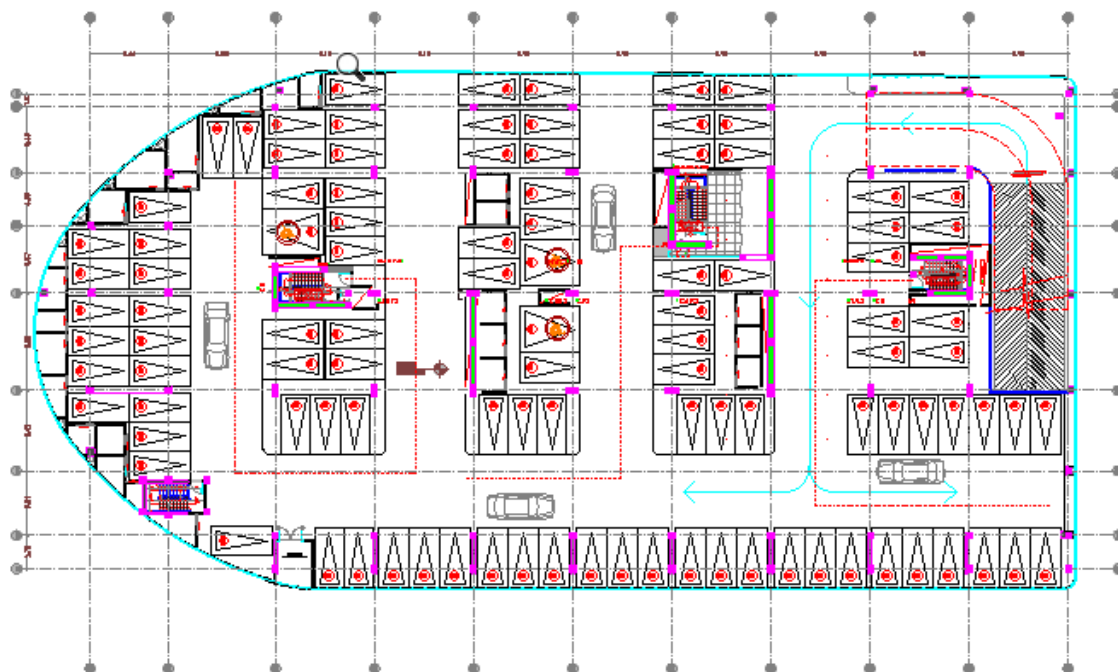


Figura 45. Planta de aparcamiento piso dos, columnas (lila) y arriostramientos (verde).

5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se procede a comparar los resultados que se han obtenido en las estructuras con las dos normativas aplicadas Normativa Ecuatoriana de la Construcción y Eurocódigo.

En primer lugar, en cuanto a las combinaciones de cargas sísmicas, es importante recalcar que la Normativa Ecuatoriana de la Construcción solo aplica las cargas sísmicas en una dirección, actuando el sismo en el eje de X o Y, pero no a la vez, pero el Eurocódigo 8 especifica que las cargas sísmicas tienen que actuar un 100% en un eje y el 30% en el eje perpendicular al anterior. En cuanto al sismo vertical la NEC tiene en cuenta este valor con la ecuación (7) pero el EC dice que a partir de unos criterios mínimos se tiene que tener en cuenta, en el caso de la estructura dimensionada para el EC no se aplica un sismo vertical, pero en la NEC sí.

En segundo lugar, el factor de la carga reactiva (Másc Source) explicados en el apartado 4.2.2 (Eurocódigo) y apartado 4.1.1, para la NEC tiene en cuenta solo la carga muerta (CM) y permanente (SCP) pero en el EC además de las cargas anteriormente mencionadas se tiene en cuenta un porcentaje de la carga viva (CV). Esta carga reactiva influye sobre el diseño sísmico de la estructura es decir el porcentaje de la carga gravitatoria que estaría actuando sobre la estructura cuando un sismo actúa sobre ella.

En tercer lugar, la NEC especifica que se tiene que tener un período limitado por la ecuación (26) o por el método 2 explicado en la misma normativa en el apartado 6.3.3, pero en el caso del EC no limita el período siempre y cuando se cumpla con las derivas especificadas.

En cuarto lugar, en cuanto a los tipos de elementos primarios y secundarios, la NEC especifica los tipos de elementos que hay, pero no da un límite de porcentaje de rigidez que puede soportar los elementos secundarios, pero esto en el EC se tiene en cuenta de la manera que se especificó en el apartado de definición de elementos primarios y secundarios.

En quinto lugar, la NEC tiene un factor de reducción del espectro sísmico más elevado al que tiene el Eurocódigo 8 para el tipo de estructura que se realiza en este proyecto, lo que conllevaría en el primer caso a tener una fuerza sísmica menor que en el segundo caso.

Tabla 49. Peso de los elementos para el dimensionamiento para las dos normativas aplicadas.

	Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC	Eurocódigo (EC)
Elementos	Masa (kg)	Masa (kg)
Viguetas	707479	730156
Vigas	1341788	1351961
Columnas compuestas	4776434	4011872
Columnas de acero	-	158056
Diagonales	770659	452859
Vigas perimetrales	266689	282503
Masa Total	16419441,38	16058278,41

Como se puede ver en la Tabla 50 los pesos de las vigas, viguetas y vigas perimetrales son mayores en el EC que en la NEC, esto se debe a las combinaciones de cargas que especifican las normativas, las que se pueden ver en Tabla 5 (NEC) y Tabla 6 (EC8). Dichas combinaciones tienen un factor mayor en el Eurocódigo 8 en cuanto las cargas gravitatorias, otro factor que se tiene que tener en cuenta es el dimensionamiento en cuanto a vibración de la losa, pero en este caso

los valores que se tienen en cuenta son los mismos, en las dos normativas se pueden ver estos valores en las Figuras 25 y 40.

En el peso de las columnas, el Eurocódigo tiene menor valor, esto se debe a que en la NEC limita el período necesitando así unas columnas más robustas para cumplirlo. En el caso de la estructura realizada con el Eurocódigo se pudo aligerar el peso con columnas no compuestas ubicadas en los primeros tres pisos, pero solo en las columnas que no comparten una continuidad con el resto de la estructura.

6. CONCLUSIONES

Para el dimensionamiento con el método clásico de un edificio de acero de veinte plantas en un área de alto riesgo sísmico utilizando el Eurocódigo se ha obtenido unos perfiles de vigas principales perimetrales HEB1000 y HEB400, vigas principales interiores HEB500, HEB400 y IPN600, vigas secundarias IPE300, arriostramientos que varían en las primeras cuatro plantas un perfil tubular 320X320X17.5 mm, en los siguiente nueve pisos un perfil tubular de 260X260X16 mm, y en los siete siguiente pisos un perfil tubular de 240X240X26 mm, en las columnas se ha obtenido en la columna más solicitada en la base de edificio un perfil cuadrado de 850X850X110 mm cuyo espesor va reduciendo a lo largo de la altura del edificio.

En el dimensionamiento de la estructura utilizando la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) se obtuvo unas vigas principales perimetrales e interiores IPN600 y IPN550, en las vigas secundarias unos perfiles IPE300, en los arriostramientos un perfil tubular 360X360X20 y 400X280X17.5 los cuales van desde la base de la estructura hasta el último piso, la columna más solicitada un perfil cuadrado de 1000X60X450X45 mm cuyo valor se reduce cada 6 pisos en altura.

En cuanto a las combinaciones de sismo debido a la incertidumbre que se tiene como actuarían las fuerzas sísmicas cuando una estructura se ve excitada por un terremoto, se tendría que tener en cuenta un porcentaje de la acción sísmica en otro sentido al estudiado. Además, las acciones sísmicas verticales se deberían de tener en cuenta de algún modo como por ejemplo lo realizado en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Debido al desconocimiento de las cargas gravitatorias que estarían actuando en una estructura cuando un sismo actúa sobre ella, se debería tener en cuenta un porcentaje de carga viva en la masa reactiva (Máss source) actuando sobre la estructura.

La limitación del período no se tendría que ser tan rigurosa como tiene en cuenta la NEC, solo se tendría que tener en cuenta como una posible estimación del período para un predimensionamiento inicial de la estructura, lo que sí se tendría que tener en cuenta es que con el período que se tenga cumpla las derivas exigidas por la normativa.

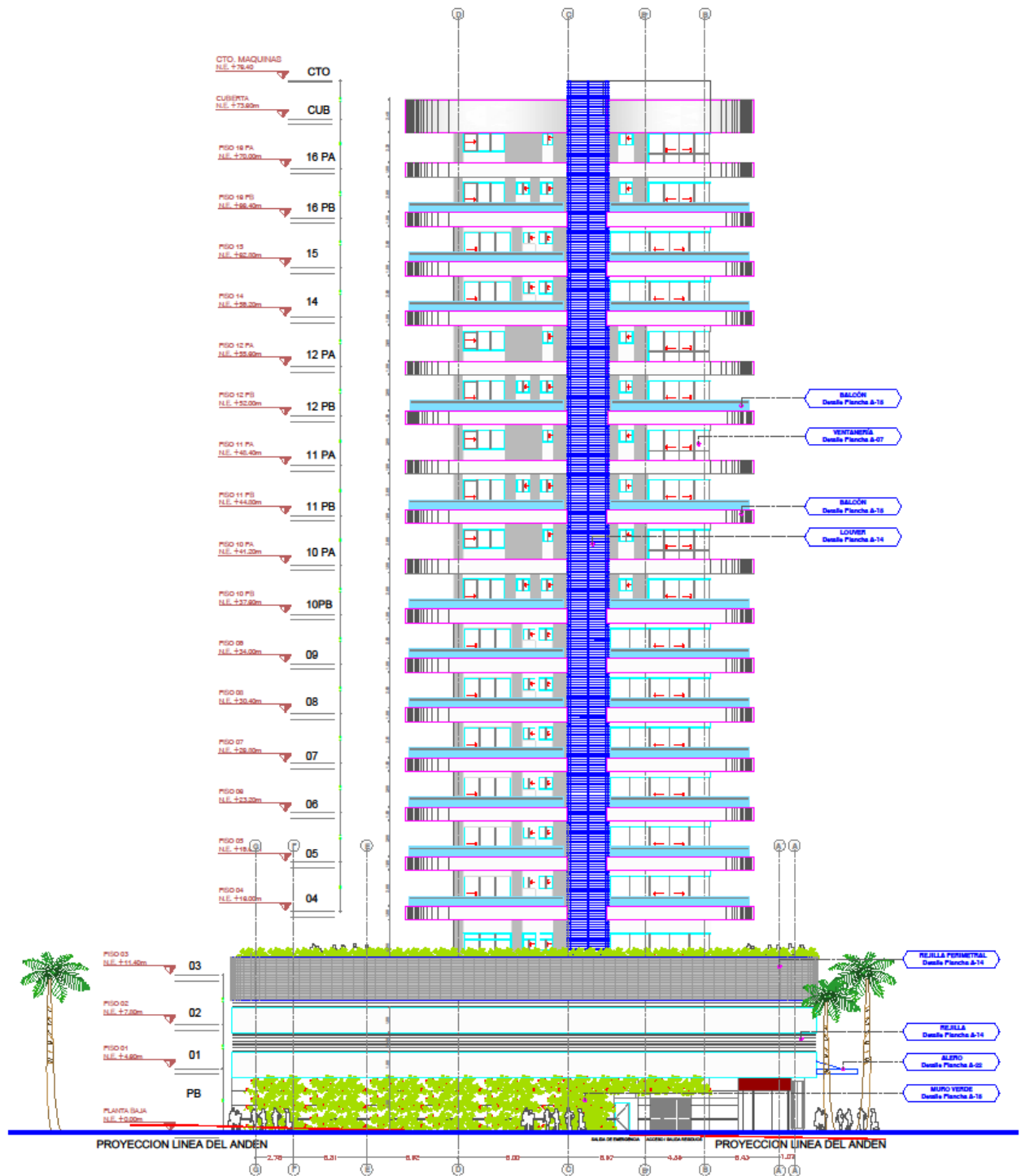
7. Bibliografía

- [1] EC8, Eurocode 8: Design of structures for Earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings., 2004.
- [2] EC3, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules for building., 2005.
- [3] Eurocode: Basis of structural design., 2005.
- [4] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Estructuras de Acero”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-AC, Quito, Ecuador., 2015.
- [5] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-DS, Quito, Ecuador., 2015.
- [6] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Cargas (No Sísmicas)”, Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-CG, Quito, Ecuador., 2015.
- [7] ATC-40, Seismic Evaluation and retrofit for Earthquake resistance., 2004.
- [8] FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency., 2000.
- [9] ASCE standard ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers., 2014.
- [10] JRC Scientific and Technical, “Worked examples presented at the Workshop “EC 8: Seismic Design of buildings”, Lisbon, 10-11 Feb. 2011.
- [11] ECCS Eurocode Design Manuals, “Design of Structures for Buildings in Seismic Areas, Eurocode 8”, 1st Edition, 2017.
- [12] ECCS Eurocode Design Manuals, “Design of Steel Structures, Eurocode 3”, 1st Edition, 2013.
- [13] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”. Quito, Ecuador., 2016.
- [14] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, “Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015”. Quito, Ecuador., 2016.
- [15] Martin S. Williams. Structural analysis from: Seismic Design of Buildings to Eurocode 8 CRC Press., 2019.

8. ANEXO

8.1 Vistas del edificio a proyectar

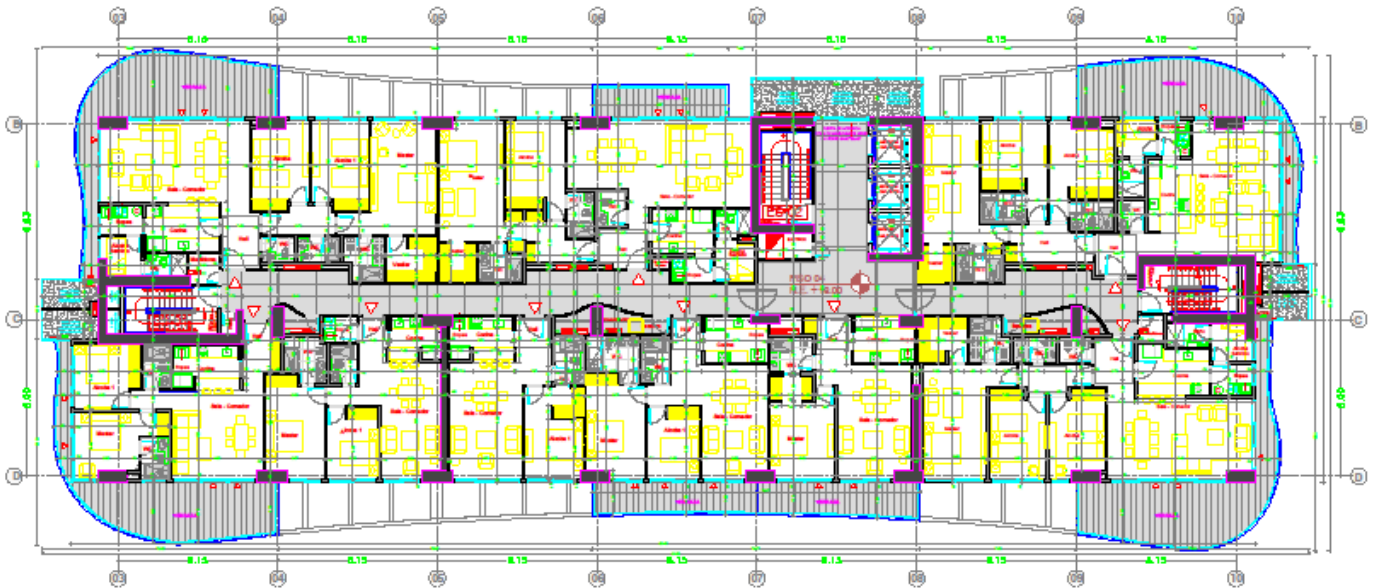
Vista frontal



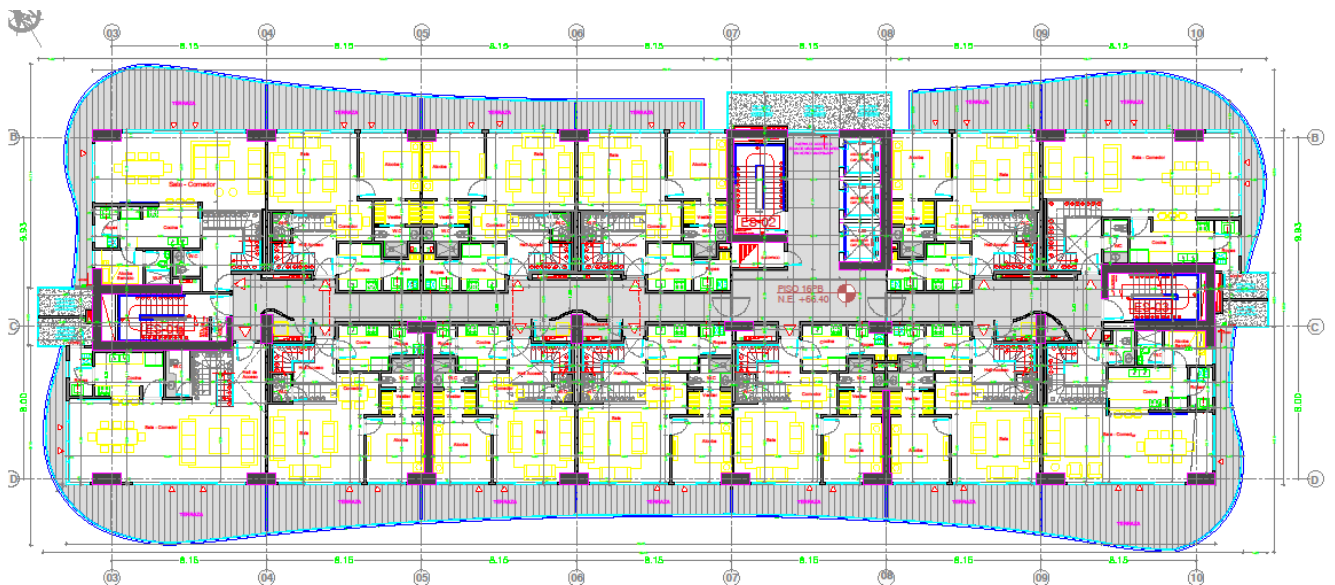
Vista Lateral



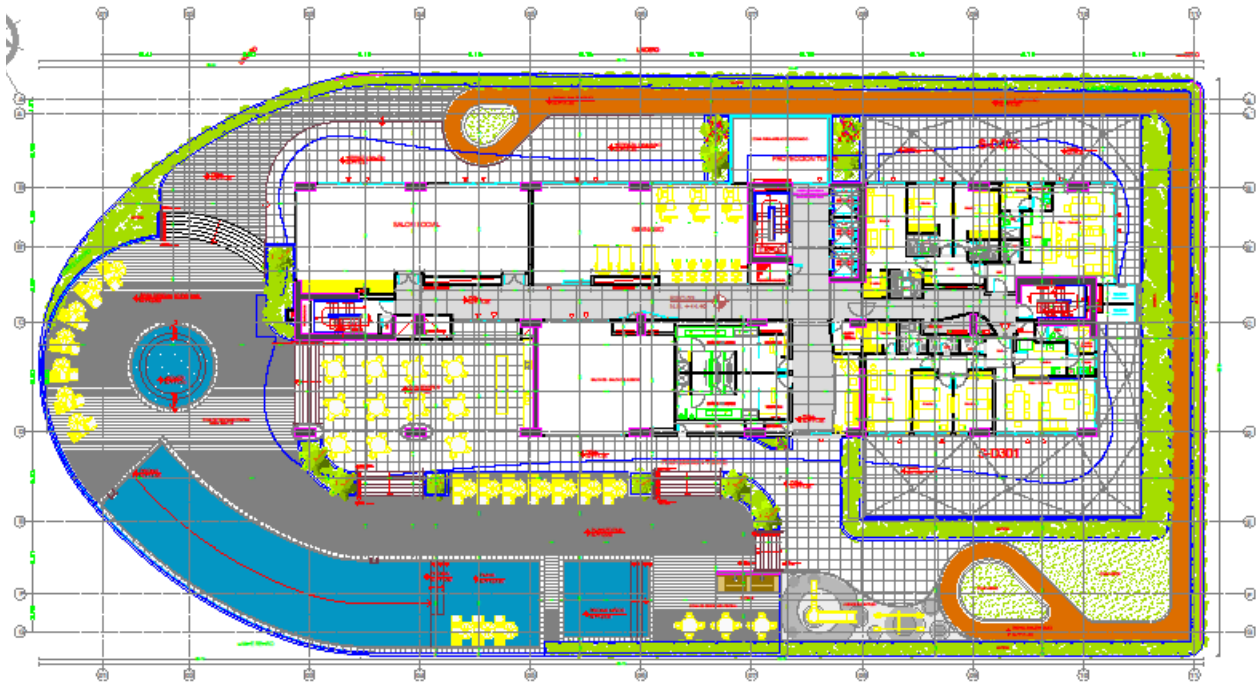
Piso Normal



Piso Dúplex



Piso 3



Piso 2



Piso 1



8.2 Pushover

8.2.1 Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis Estático no Lineal (Pushover) es un análisis bajo cargas gravitatorias y un empuje de cargas laterales que van aumentando gradualmente hasta que teóricamente la estructura a estudiar ha llegado al colapso, estas fuerzas que se aplican pretenden simular a las fuerzas que inducirían un terremoto.

Este análisis da a conocer la capacidad de la estructura (curva de capacidad) definida como la relación entre las fuerzas laterales aplicadas y los desplazamientos que inducen las mismas.

8.2.1.1 Criterios de desempeño de la estructura

Los criterios que se tendrán en cuenta para este proyecto son los establecidos tanto en [7] (Applied Technology Council) como en [8] (Federal Emergency Management Agency). Los criterios que establecen estas normativas se dividen en tres categorías: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y colapso preventivo (CP).

Los criterios anteriormente mencionados se limitan por el ángulo de giro de la sección en las rótulas plásticas tanto en las vigas, columnas y arriostramientos.

- Ocupación inmediata (IO)

En este criterio el nivel de daño de los elementos estructurales es nulo, por lo tanto, la estructura no pierde la capacidad de soportar las cargas gravitatorias y el desplazamiento horizontal producido por el sismo no es permanente.

- Seguridad de vida (LS)

Este caso se presenta cuando las primeras rótulas se empiezan a generar ocurren daños limitados en elementos estructurales. Los daños que se ven en este criterio son limitados con el eventual fallo de los elementos no estructurales. Con los giros que se presentan en este criterio hay daños en la zona de los nudos vigas-pilar.

Los desplazamientos presentados para este criterio son aproximadamente las derivas permitidas por los diferentes códigos.

- Colapso preventivo (CP)

En este criterio prácticamente no tiene resistencia la estructura a cargas laterales, solo queda un poco de reserva para cargas verticales, para mantener la estabilidad estructural, presentando un peligro alto para la vida de los ocupantes. El criterio de colapso preventivo se origina rótulas por completo que generan desplazamientos permanentes sobrepasando los valores de las derivas.

8.2.1.2 Rótulas plásticas

Para la definición de las rótulas plásticas se ha utilizado las normativas [9] y [8] en las que define los criterios de desempeño y el cálculo de las rótulas plásticas.

Las Tablas que se ha utilizado para este proyecto son las del capítulo 5 de [8] y las Tablas del capítulo 9 de [9], las cuales definen los estados límites del material con un esfuerzo determinado en relación del cortante actuante y el cortante límite en el punto de plastificación, como se puede ver a continuación.

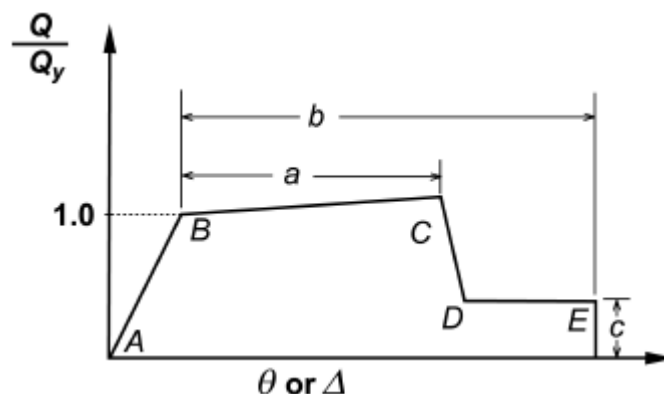


Figura 46. Curva de rótula elástico-plástica. Fuente [8].

El valor del tramo AB corresponde a la zona elástica de la rótula, el tramo BC es la zona plástica de la rótula donde hay una reducción de rigidez, el tramo CD representa la falla de la rótula y el tramo DE representa a la capacidad residual de la rótula.

Los valores de “a” y “b” de la figura 15 representan rangos de giro en la zona plástica de la rótula y el valor de “c” es la capacidad residual que tiene la rótula a esfuerzos horizontales. Estos valores los podemos encontrar en el capítulo 5 de [8] y las Tablas del capítulo 9 de [9] para elementos como columnas, vigas y arriostramientos. Estas Tablas también dan los valores de los criterios de desempeño de la estructura, que se verían representados de la siguiente forma.

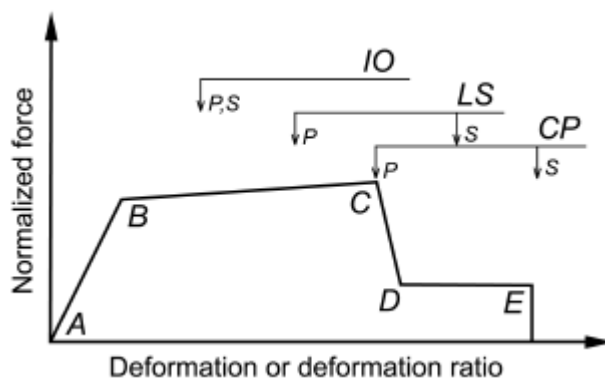


Figura 47. Criterios de desempeño de una rótula plástica. Fuente FEMA 356.

8.2.1.3 Curva de Capacidad

La curva de capacidad representa la relación existente entre la resistencia de fuerza lateral de una estructura versus su desplazamiento lateral. Esta curva se obtiene de un análisis no lineal (Pushover) y representa la respuesta no lineal de la estructura frente a una posible acción sísmica. Las normativas especifican que el punto de control del desplazamiento se tiene que tomar en la parte del techo de la estructura.



Figura 48. Curva de capacidad.

8.2.1.4 Análisis Estático no Lineal (Pushover) según EC8

Una vez realizado el análisis Pushover de n grados de libertad, el anexo B del Eurocódigo 8, establece los siguientes pasos a seguir:

- Transformación en un sistema equivalente de un grado de libertad, de la curva de capacidad, con los siguientes pasos:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (28)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (29)$$

$$F^* = \frac{F_b}{F_1} \quad (30)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (31)$$

Donde:

m^* Más de un sistema equivalente de un solo grado de libertad.

Γ Coeficiente de transformación.

F^* Fuerza de un sistema equivalente.

d^* Desplazamiento de un sistema equivalente.

F_b Esfuerzo cortante en la base.

d_n Desplazamiento del nudo de control.

- Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta.

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{F_m^*}{F_y^*} \right) \quad (32)$$

Donde:

d_y^* Desplazamiento elástico del sistema de un solo grado de libertad ideal.

E_m^* Energía de deformación real justo en el momento de la formación del mecanismo plástico.

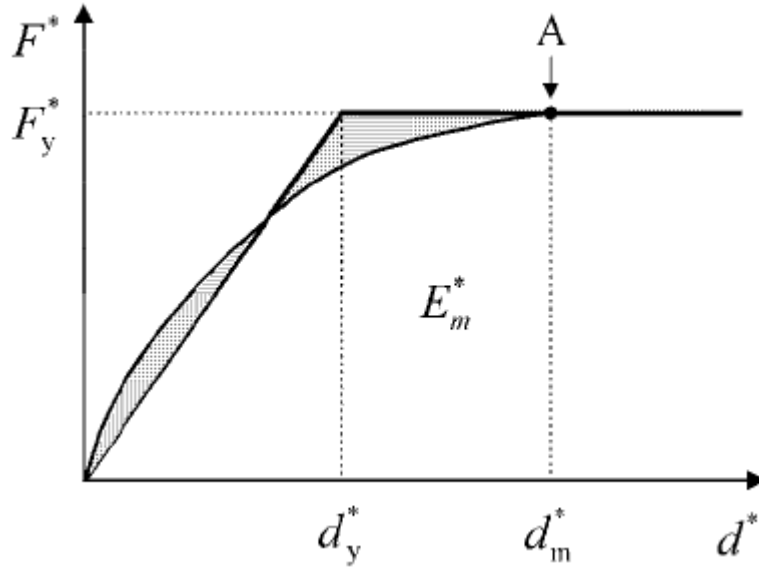


Figura 49. Determinación de la relación ideal fuerza/desplazamiento elasto-plástica perfecta. Fuente, Eurocódigo 8, Anexos B.

- Período del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (33)$$

Donde:

T^* período del sistema idealizado equivalente a un solo grado de libertad.

- Desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (34)$$

Donde:

d_{et}^* Desplazamiento objetivo de la estructura con el período T^* .

$S_e(T^*)$ Ordenada del espectro elástico de respuesta de aceleración en el período T^* .

Calculo del desplazamiento objetivo, dependiendo del rango del período de la estructura se utilizarán las siguientes expresiones:

- a) $T^* < T_c$ Rango de período corto.

Si $\frac{F^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$ respuesta elástica:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (35)$$

Si $\frac{F^*}{m^*} < S_e(T^*)$ respuesta inelástica:

$$d_t^* = d_{et}^* / q_u \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (36)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (37)$$

$$\begin{aligned} \text{b) } T^* &\geq T_c \text{ Rango de períodos medios y largos.} \\ d_t^* &= d_{et}^* \\ d_t^* &\text{ no debería superar } 3 d_{et}^*. \end{aligned} \quad (38)$$

Donde:

q_u Relación entre las aceleraciones en la estructura, con comportamiento elástico ilimitado.

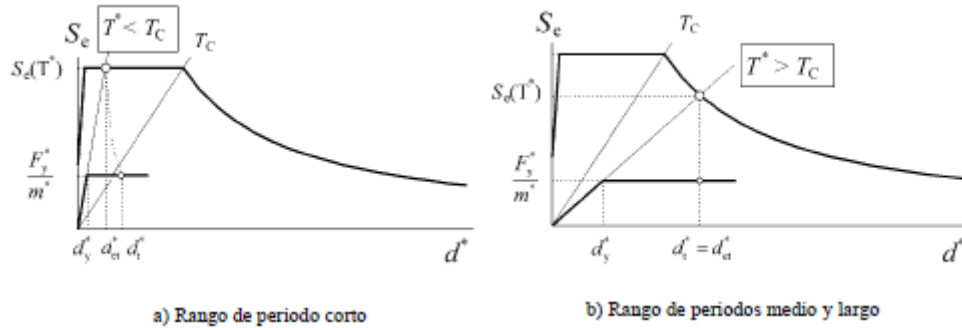


Figura 50. Desplazamiento objetivo para el sistema equivalente a un solo grado de libertad. Fuente, Eurocódigo 8, Anexo B.

8.2.1.5 Análisis Estático no Lineal (Pushover) aplicado en el Normativa Ecuatoriana de la Construcción

Debido a que la NEC no tiene método para el cálculo del Pushover, se utilizará el explicado en [7], capítulo 8. El procedimiento a seguir será:

- Realizar el análisis Pushover de n grados de libertad para obtener la curva de capacidad y obtener.
- Pasar a espectro de capacidad de un sistema de un grado de libertad la curva de capacidad.

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m M_t} \quad (39)$$

$$S_d = \frac{\delta_t}{PF_1 \phi_{t,1}} \quad (40)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_r^n m_r \phi_{r,1}}{\sum_r^n m_r \phi_{r,1}^2} \quad (41)$$

$$\alpha_m = \frac{(\sum_r^n m_r \phi_{r,1})^2}{(\sum_r^n m_r)(\sum_r^n m_r \phi_{r,1}^2)} \quad (42)$$

Donde:

- V_b Cortante basal.
- α_m Coeficiente modal de masa del modo fundamental.
- M_t Masa total del edificio.
- PF_1 Factor de participación modal.
- m_r Masa del piso r.
- $\phi_{r,1}$ Modo fundamental.

- Pasar el espectro de demanda a un sistema ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (43)$$

Donde:

S_a Aceleración espectro.

S_d Desplazamiento espectral.

- En el capitulo 8 de [7] explica diferentes procedimientos de definir el punto de desempeño, es este caso se ha elegido el primero.

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0,05 \quad (44)$$

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (45)$$

$$E_{So} = a_{pi} \frac{d_{pi}}{2} \quad (46)$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (47)$$

Donde:

β_{eq} Valores en tabulados en la FEMA 273, Tabla 2-15 (Damping Coefficients B_s and B_1 as a Function off Effiente Damping β).

d_{pi}, a_{pi} Puntos iniciales de desempeño. Como se puede ver en la siguiente figura:

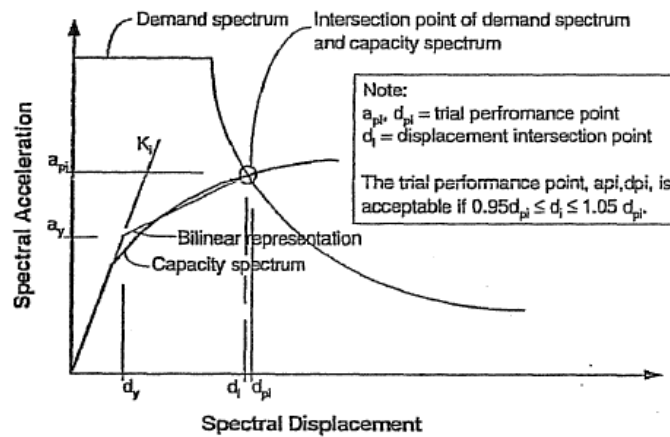


Figura 51. Curva espectral aceleración/desplazamiento. Fuente [7], capítulo 8.

Si el espectro de capacidad y el de demanda reducido no intersecan se hace un procedimiento iterativo.

- Se utiliza la siguiente ecuación para pasar el desplazamiento d_p a un sistema equivalente de un grado de libertad. Con el d_i se encuentra la intersección del punto demanda/capacidad.

$$d_i = PF_1 \phi_{t,1} d_p \quad (48)$$

8.2.1.6 Pushover para la estructura dimensionada con el Eurocódigo

Para la definición de las rótulas plásticas se ha tenido en cuenta lo explicado en la [8] capítulo 5.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

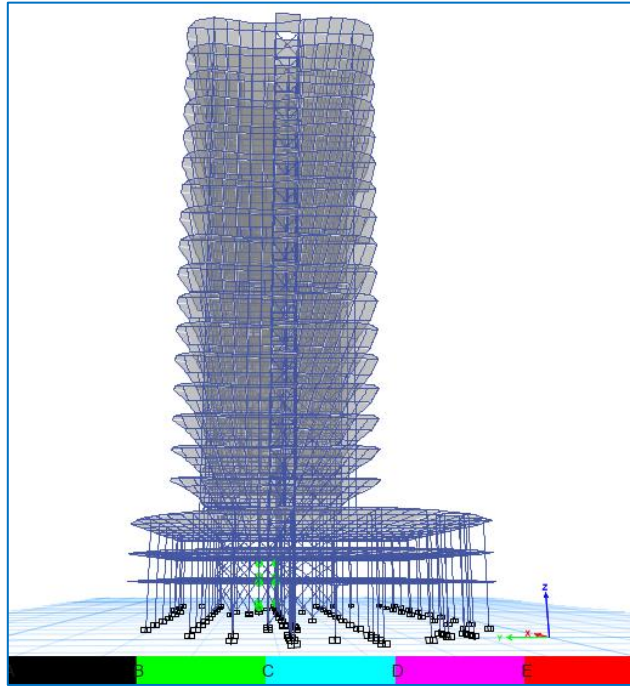


Figura 52. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en X.

En la Figura 53 se puede ver que se ha formado ocho rótulas plásticas que están en rango elástico y que se forman en los primeros dos pisos en 4 columnas más solicitadas.

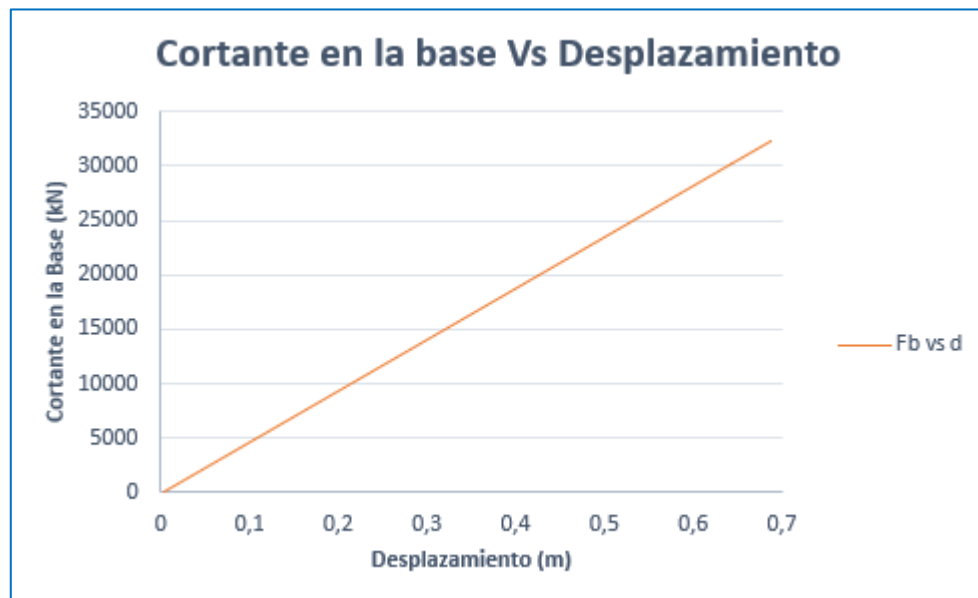


Figura 53. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 54, podemos ver que la estructura sigue en rango lineal y que no se ha podido completar el análisis Pushover hasta el colapso total de la estructura.

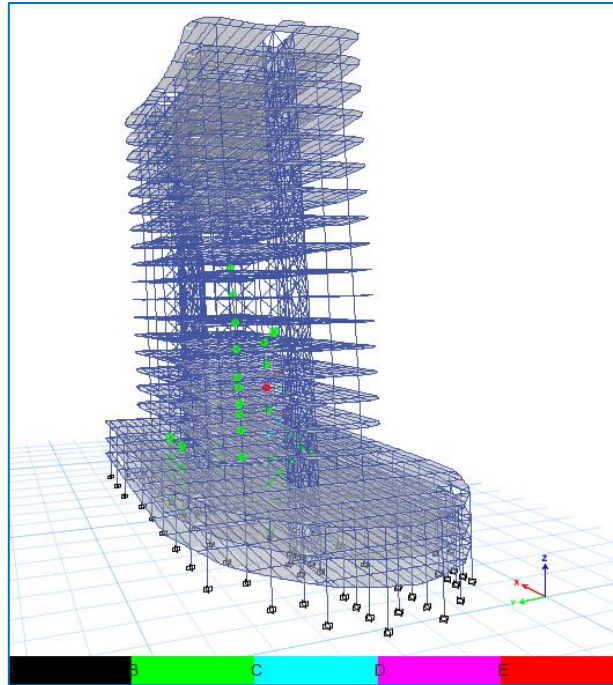


Figura 54. Formación de rótulas, para el análisis Pushover en Y.

En este caso se puede ver que se han formado más rótulas plásticas, llegando así a formarse en vigas arriostramientos y columnas. Se llegó a formar seis rótulas plásticas en su totalidad en arriostramientos, pero aun con la formación de rótulas que se puede ver en la imagen la estructura no llegó al colapso global.

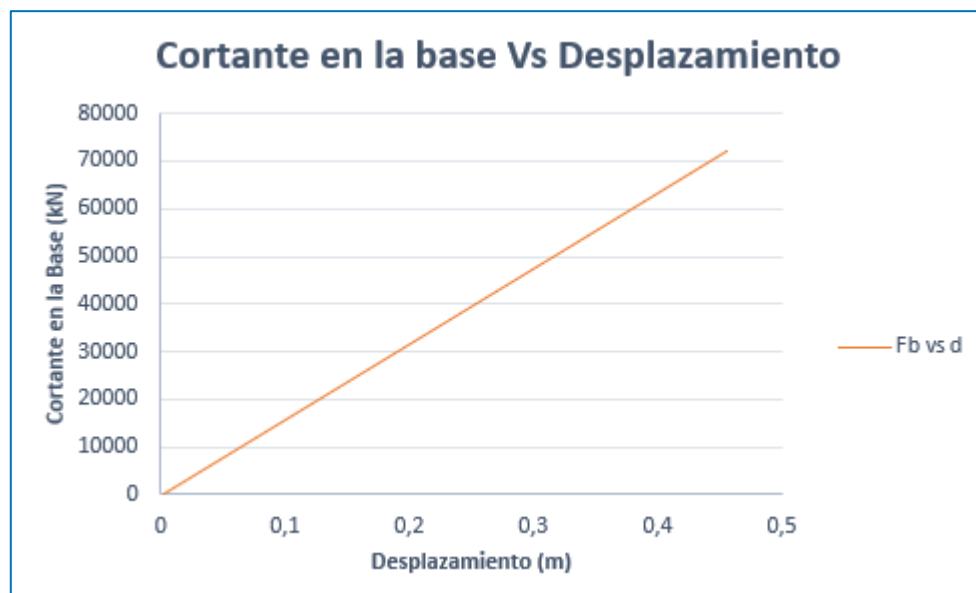


Figura 55. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 56 podemos ver que se formaron rótulas plásticas en su totalidad la estructura aún sigue en rango plástico y el análisis no se ha podido completar.

Como se puede ver en las figuras 53, 54, 55 y 56, a pesar de que en la estructura se hayan, formado rótulas plásticas no se ha alcanzado que la estructura llegue al colapso, esto se puede ver en las Figuras 54 y 56 de la curva Cortante/desplazamiento. Este análisis se ha realizado

aumentando la carga, pero los resultados eran los mismo. Ya que el software utilizado no ha podido ir más allá en el análisis, se decidió hacer un análisis de los pórticos de forma aislada para poder ver su comportamiento.

El análisis de los pórticos por asilado se ha hecho sin tener en cuenta lo que recomienda la normativa, ya que el Eurocódigo 8 establece que se tendría que hacer un análisis Pushover de la estructura tridimensional en el caso de este proyecto.

8.2.1.7 Pushover para la estructura dimensionada con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción

A continuación, se procede a mostrar los resultados del Pushover.

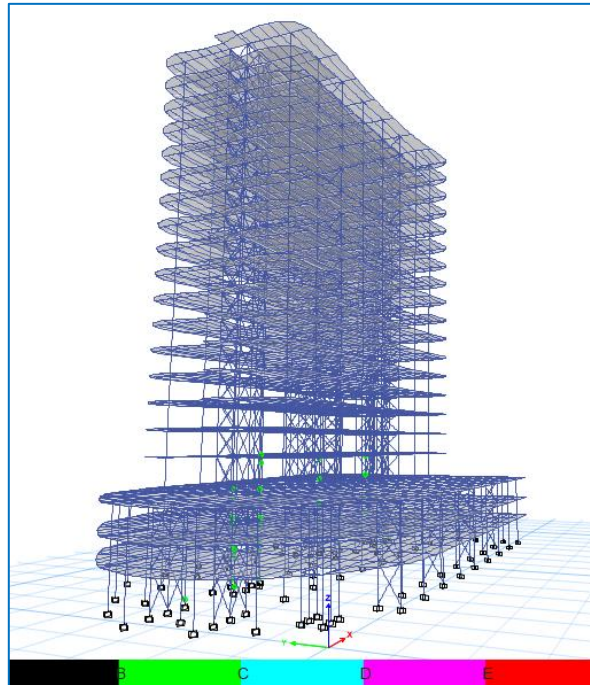


Figura 56. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en X.

En la Figura 57 se puede ver que se han formado treinta y ocho rótulas plásticas que están en rango elástico y que se forman en los primeros dos pisos en 4 columnas más solicitadas.

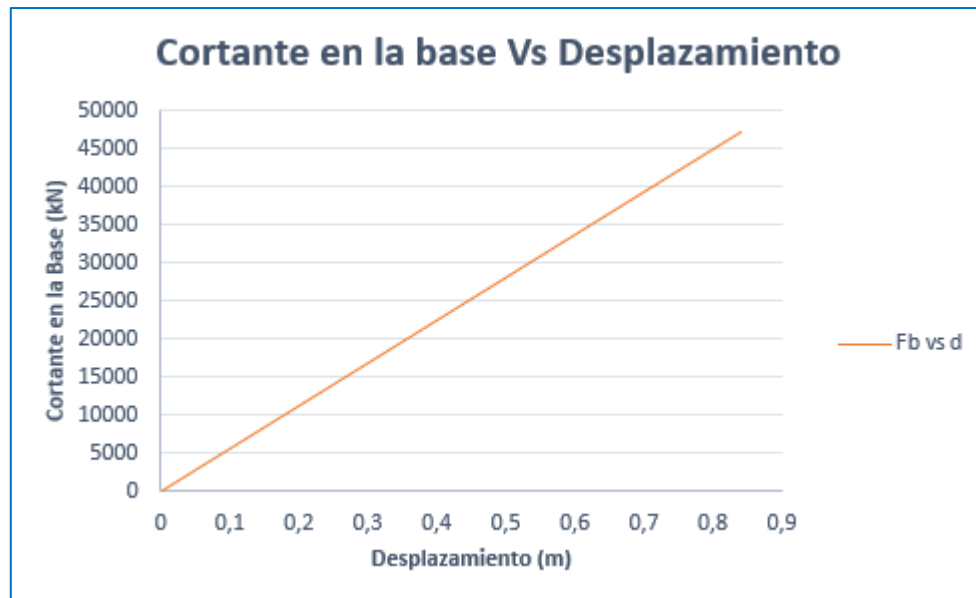


Figura 57. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 58, podemos ver que la estructura sigue en rango lineal y que no se ha podido completar el análisis Pushover hasta el colapso total de la estructura.

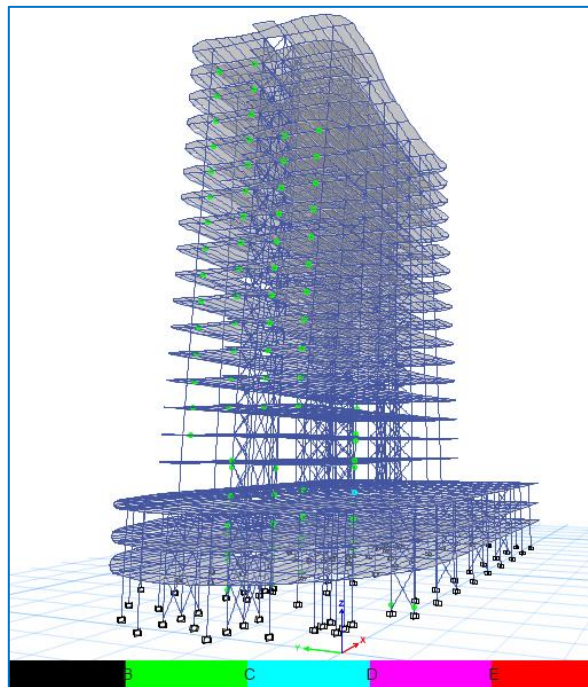


Figura 58. Formación de rótulas plásticas para el análisis Pushover en Y.

En la Figura 59 se puede ver que se han formado más rótulas plásticas que en el caso anterior, llegando así a formarse en vigas y columnas. El mayor número de rótulas formadas fueron en las vigas del pórtico perimetrales frontal de la estructura y que la rótula que más gira se encuentra en una columna en el cuarto piso.

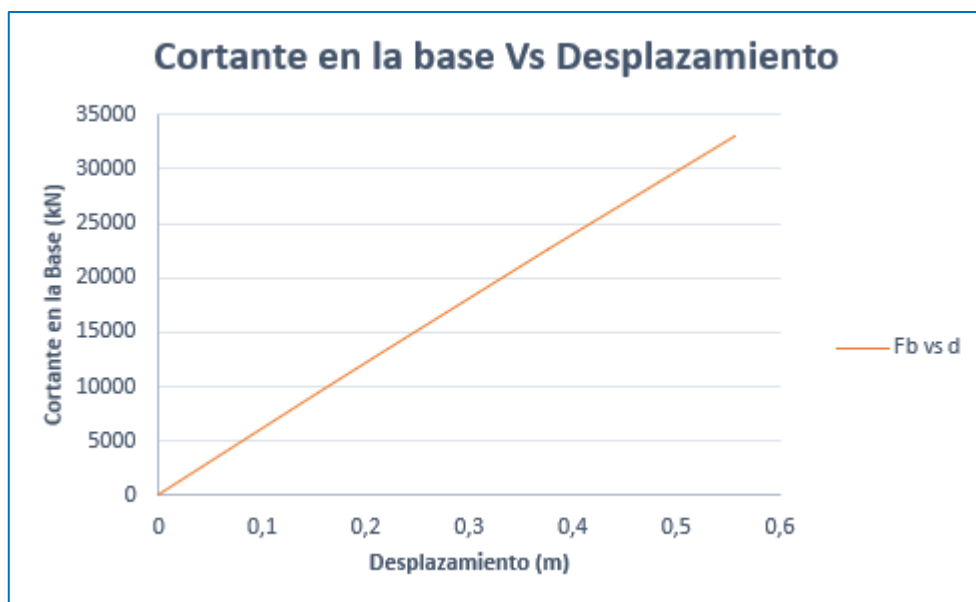


Figura 59. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 60, podemos ver que la estructura sigue en rango lineal y que no se ha podido completar el análisis Pushover hasta el colapso total de la estructura a pesar de haber tenido un número de rótulas mayor que en caso anterior.

Como se puede ver en las figuras 57, 58, 59 y 60, a pesar de que en la estructura se hayan, formado rótulas plásticas no se ha alcanzado que la estructura llegue al colapso, esto se puede ver en las Figuras 58 y 6 de la curva Cortante/desplazamiento. Este análisis se ha realizado aumentando la carga, pero los resultados eran los mismo. Ya que el software utilizado no ha podido ir más allá en el análisis, se decidió hacer un análisis de los pórticos de forma aislada para poder ver su comportamiento.

El análisis de los pórticos por asilado se ha hecho sin tener en cuenta lo que recomienda la normativa, ya que en [7] establece que se tendría que hacer un análisis Pushover de la estructura tridimensional en el caso de este proyecto. Se ha tenido que consultar la normativa antes mencionada debido a que la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) no tiene un apartado de recomendaciones para el análisis Pushover.

8.2.1.8 Pushover en pórticos planos

8.2.1.8.1 Pórticos dimensionados con el Eurocódigo.

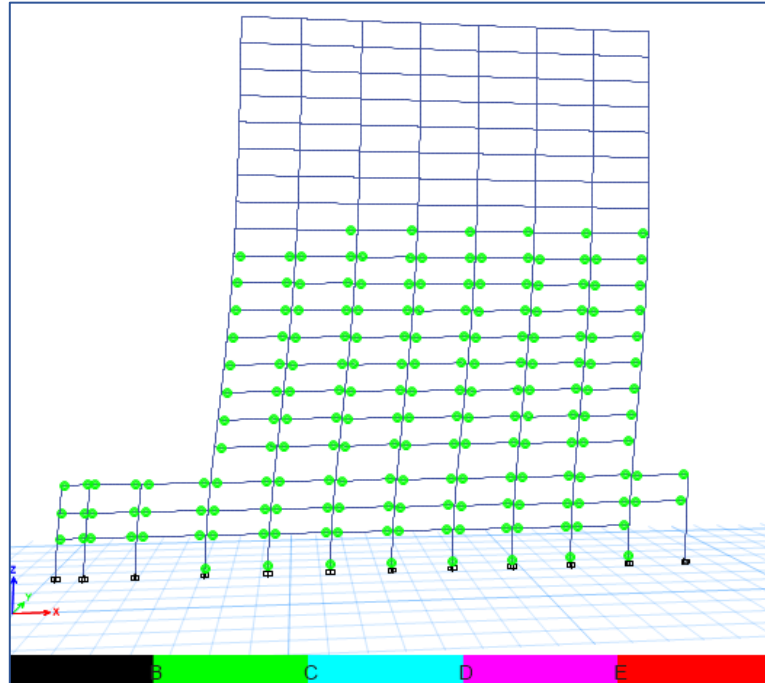


Figura 60. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido X.

En la Figura 61 se puede ver que se han formado rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas en los primeros once pisos que están en rango elástico, se han obtenido ocho rótulas en las columnas.

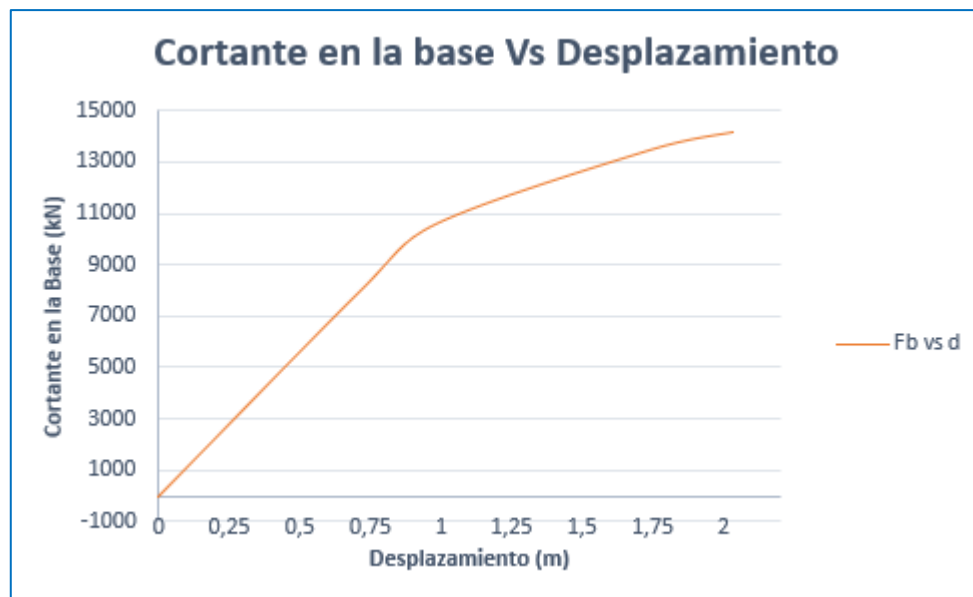


Figura 61. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 62, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente, pero aun así no llega al colapso la estructura

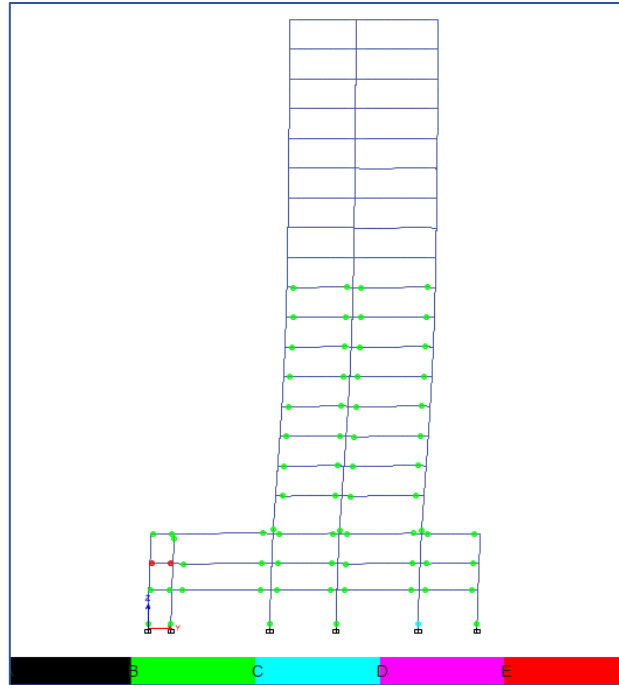


Figura 62. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.

En la Figura 63 se puede ver que se han formado rótulas plásticas en vigas en los primeros once pisos que están en rango elástico y se ha formado seis rótulas plásticas en las columnas dando una rótula que sale del rango lineal.

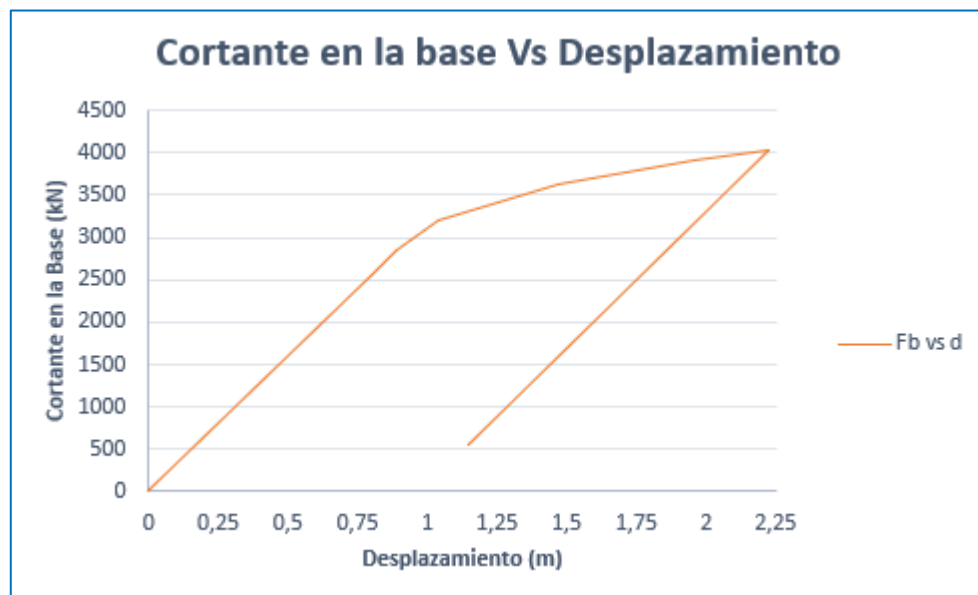


Figura 63. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 64, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente y la estructura ha llegado a colapsar.

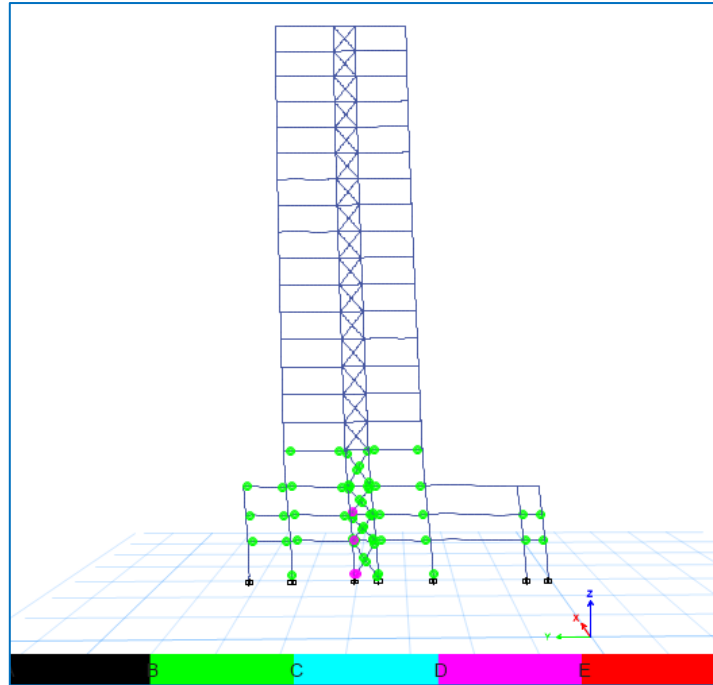


Figura 64. Análisis Pushover de un pórtico con arriostramientos en sentido Y.

En la Figura 65 se puede ver que se ha formado ocho rótulas plásticas que están en rango elástico y que se forman en los primeros dos pisos en vigas y columnas, además se tiene tres rótulas que no están en rango plástico en arriostramientos.

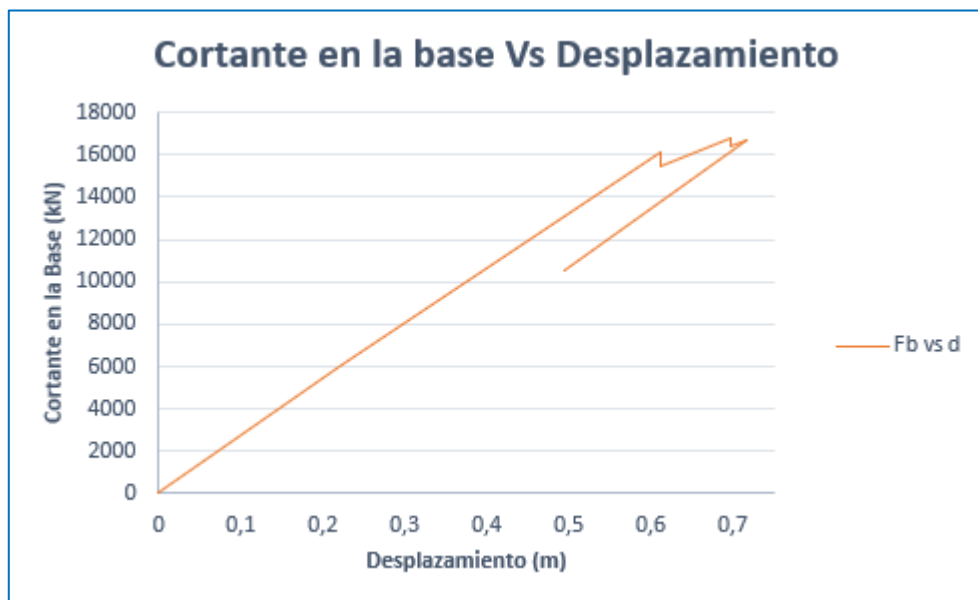


Figura 65. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 66, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente y la estructura ha llegado a colapsar.

8.2.1.8.2 Pórticos dimensionados con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

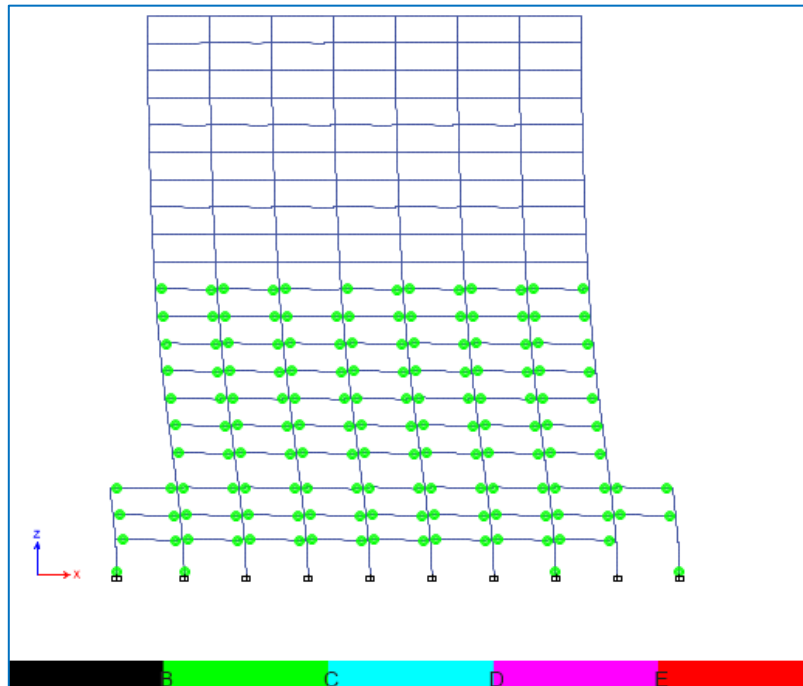


Figura 66. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido X.

En la Figura 67 se puede ver que se han formado rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas en los primeros diez pisos que están en rango elástico, se han obtenido cuatro rótulas en las columnas del primer piso.

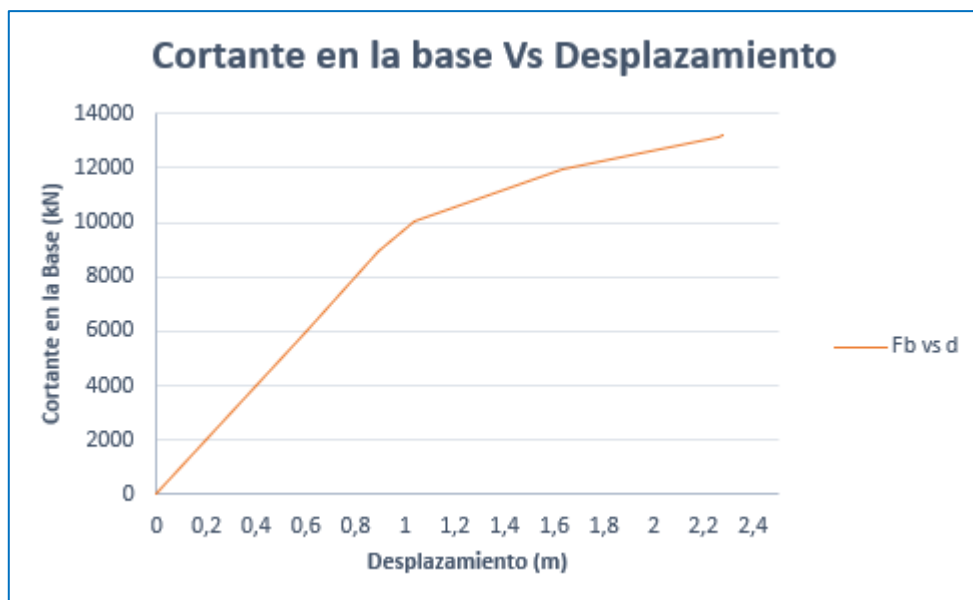


Figura 67. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 68, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente, pero aun así no llega al colapso la estructura

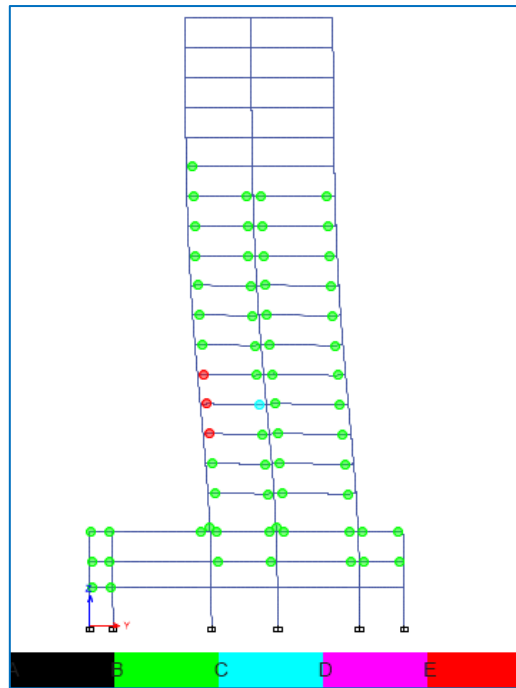


Figura 68. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.

En la Figura 69 se puede ver que se han formado rótulas plásticas en vigas en los primeros catorce pisos de las cuales tres rótulas plásticas han fallado en su respectiva viga y se han formado dos rótulas en el cuarto piso en columnas que se encuentran en rango plástico.

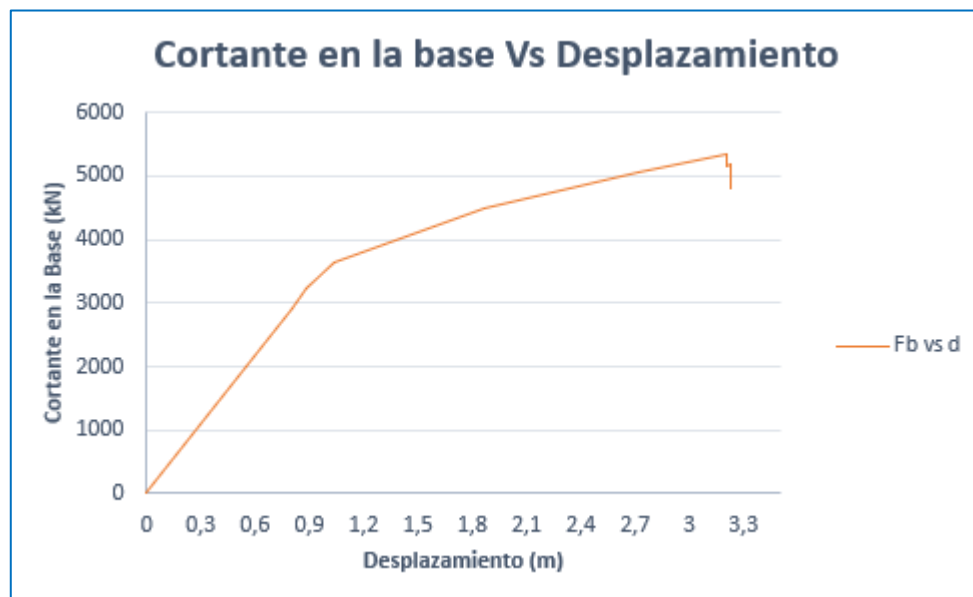


Figura 69. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 70, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente y la estructura ha llegado a colapsar.

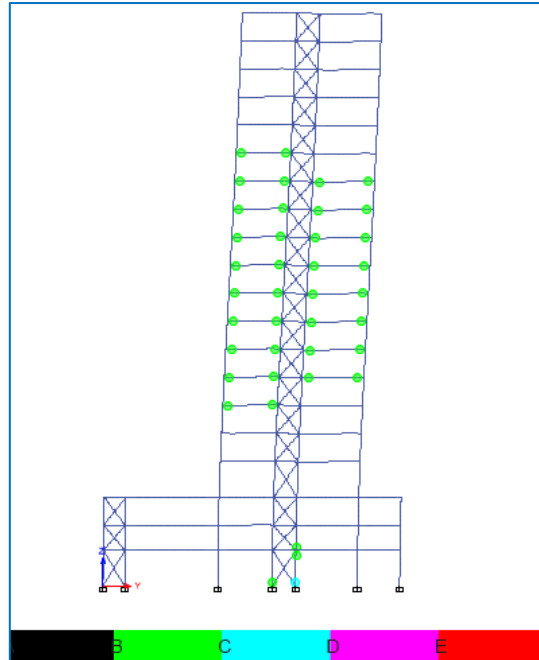


Figura 70. Análisis Pushover de un pórtico sin arriostramientos en sentido Y.

En la Figura 71 se puede ver que se ha formado rótulas plásticas que están en rango elástico en el primero y a partir del séptimo piso hasta quinceavo. Las rótulas formadas están en vigas y tres rótulas en columnas de los primero dos pisos.

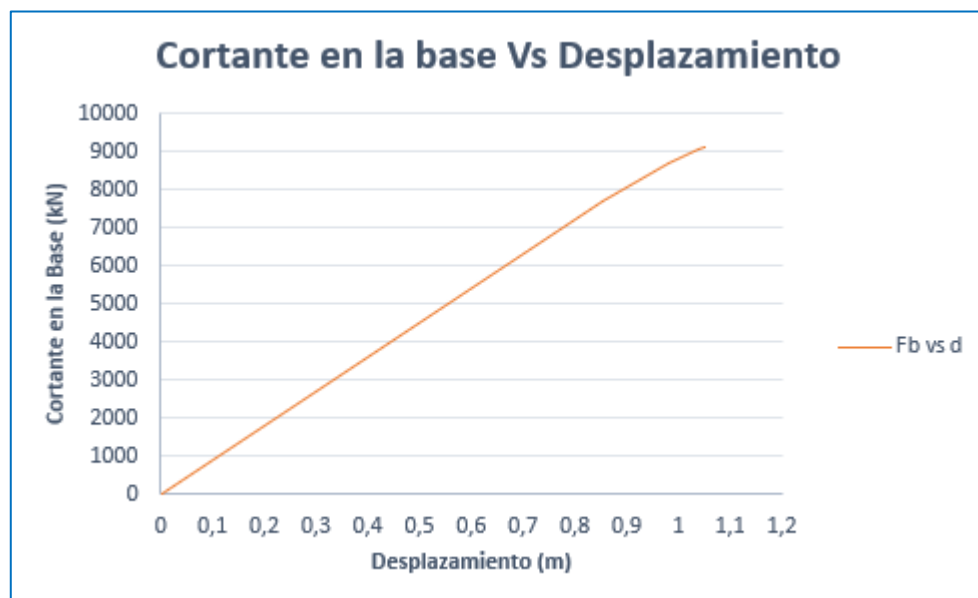


Figura 71. Curva Pushover (Cortante/desplazamiento).

En la Figura 72, podemos ver que la curva cortante/desplazamiento cambia de pendiente y la estructura no llega a colapsar.

De la Figura 61 a la 72 en las cuales se hicieron un análisis Pushover tanto para la estructura dimensionada con la NEC como para la dimensionada con el Eurocódigo de diferentes pórticos planos tanto en el sentido en X e Y, se obtuvo valores más deseados donde hay un mayor número de rótulas plásticas y en algunos casos la curva Pushover llega a caer demostrando así que hay un colapso de la estructura.